



TUGAS AKHIR-RC14-1501

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG HOTEL
SWISSBELL DARMO CENTRUM DENGAN SISTEM
DINDING PENUNPU (*LOAD BEARING WALL
SYSTEM*) BETON PRACETAK (*PRECAST
CONCRETE*)**

GARY J. SAPUTRA

NRP. 3112 105 014

Dosen Pembimbing I

Prof. Tavio, ST, MT, PhD

Dosen Pembimbing II

Ir. Iman Wimbadi, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2015



FINAL PROJECT-RC14-1501

**DESIGN MODIFICATION OF SWISSBELL DARMO
CENTRUM HOTEL USING PRECAST CONCRETE
LOAD BEARING WALL SYSTEM**

GARY J. SAPUTRA

NRP. 3112 105 014

1st Supervisor Lecturer

Prof. Tavio, ST, MT, PhD

2nd Supervisor Lecturer

Ir. Iman Wimbadi, MS

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT

Faculty Of Design And Civil Engineering

Sepuluh Nopember Institute of Technology

Surabaya 2015

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG HOTEL
SWISSBELL DARMO CENTRUM DENGAN SISTEM
DINDING PENUMPU (*LOAD BEARING WALL
SYSTEM*) BETON PRACETAK (*PRECAST
CONCRETE*)**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada Program Studi S-1 Lintas Jalur Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

GARY JONATHAN SAPUTRA

NRP. 3112 105 014

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Tavio, ST, MT, PhD

2. Ir. Iman Wimbadi, MS



**SURABAYA
JANUARI, 2015**

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG HOTEL SWISSBELL DARMO CENTRUM DENGAN SISTEM DINDING PENUMPU (*LOAD BEARING WALL SYSTEM*) BETON PRACETAK (*PRECAST CONCRETE*)

Mahasiswa : Gary J. Saputra

NRP. : 3112105014

**Dosen pembimbing : 1. Prof. Tavio, ST, MT, PhD.
2. Ir. Iman Wimbadi, MS**

Abstrak

Sistem gedung rangka konvensional merupakan sistem struktur gedung paling banyak digunakan pada wilayah dengan bahaya gempa yang cukup tinggi. Namun, sebelum sistem rangka muncul, terdapat sistem dinding penumpu yang merupakan sistem struktur gedung tinggi yang paling banyak digunakan pada gedung tinggi karena sifat kekakuannya yang tinggi dan daya dukung terhadap beban gravitasi yang tinggi, dan cocok untuk wilayah dengan bahaya gempa rendah hingga sedang.

Hotel SwissBell Darmo Centrum merupakan bangunan dengan sistem rangka dengan dinding geser yang dibangun dengan beton cast in place. Karena menggunakan konstruksi beton cast in place, maka pembangunan hotel tersebut memerlukan waktu yang relatif lama. Sehingga, dalam tugas akhir ini, perencanaan gedung tersebut dimodifikasi dengan sistem beton pracetak yang dapat mempersingkat waktu konstruksi, dengan sistem dinding penumpu sebagai sistem struktur pemikul beban, namun tetap memperhatikan sifat daktil pada sistem gedung untuk menghindari kerusakan berlebih

akibat beban gempa. Oleh karena itu, struktur utama dan system sambungan (connection) dirancang untuk berperilaku daktail.

Perancangan meliputi elemen beton dinding, pelat lantai, balok anak, dan pondasi, dan system sambungan. Desain dimulai dengan pre-eliminary design, dilanjutkan dengan perancangan struktur sekunder, perancangan struktur primer, system sambungan, dan perancangan pondasi. Desain beton mengacu pada SNI 03-2847-201x. Desain gempa mengacu pada SNI 1726-201x, dan system sambungan mengikuti referensi NEHRP-FEMA-P752.

Kata kunci : Beton Pracetak, dinding penumpu, sambungan pracetak, gempa.

DESIGN MODIFICATION OF SWISSBELL DARMO CENTRUM HOTEL USING PRECAST CONCRETE LOAD BEARING WALL SYSTEM

Student : Gary J. Saputra

NRP. : 3112105014

Supervisor Lecturer : 1. Prof. Tavio, ST, MT, PhD.

2. Ir. Iman Wimbadi, MS

Abstract

Conventional frame system is most general used in building located in high earthquake risk. Before the frame system developed, load bearing wall system is mostly used as structure system in high rise building, because the benefit of its high stiffness, and high resistance on gravity load, and it is most suitable in location which earthquake risk is low or moderate.

SwissBell Darmo Centrum Hotel is a building using frame system with shear wall, constructed using cast in place concrete. As the consequences of using cast in place concrete, it needs plenty construction time. In this final project, the design will be modified using precast concrete to make short the construction time, using load bearing wall as its main structure system, and maintaining its ductility on the structure to avoid excessive damage caused by earthquake. To achieve it, the main structure and the connection should be designed to achieve ductile behavior.

Design including the wall structure, floor slabs, secondary beam, foundation system, and the connections. Design is started by pre-eliminary design, continued by secondary structure design, primary structure, connection system, and foundation system. Concrete design using code SNI 03-2847-

201x. Earthquake resistance design using SNI 1726-201x, and the connections system is using NEHRP-FEMA-P752 as the reference.

Keywords : Precast concrete, load bearing wall, precast connection, earthquake.



KATA PENGANTAR

Tugas akhir ini dilaksanakan dalam rangka menambah pengetahuan dan referensi dalam struktur beton. Di dalamnya dibahas perencanaan struktur beton pracetak dengan system dinding penumpu. Perencanaan meliputi struktur dinding, pelat lantai , dan tangga.

Penulisan berdasarkan standar perencanaan yang berlaku di Indonesia, dan beberapa referensi yang berkaitan. Setiap bab disajikan dengan mengikuti manual dan prosedur yang disesuaikan dengan standar perencanaan.

Namun, tiada pekerjaan yang tak mempunyai celah. Tentu dalam penulisan tugas akhir ini terdapat kekurangan. Dengan demikian penulis berharap akan ada penyempurnaan di masa mendatang dan penelitian lebih lanjut tentang struktur beton.

Penulis ingin menyampaikan terima kasih atas bantuan dan bimbingan atas tersusunnya tugas akhir ini kepada:

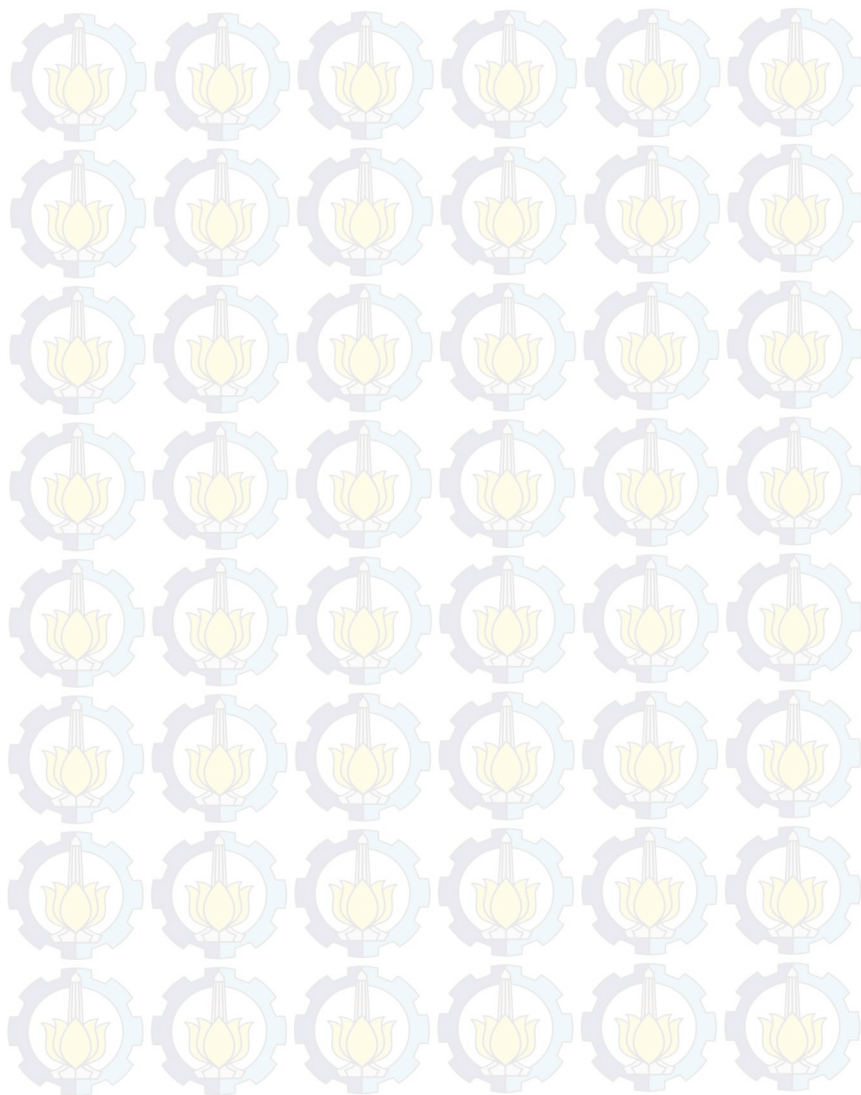
1. Prof. Tavio, ST, MT, PhD, selaku dosen pembimbing.
2. Ir. Iman Wimbadi, MS, selaku dosen pembimbing.
3. Dr. Ir. Ediyatno, DEA, selaku sekretaris II jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
4. Bapak dan Ibu dosen serta seluruh staf karyawan jurusan Teknik Sipil yang tidak dapat penulis sebutkan satu per satu.
5. Seluruh teman-teman lintas jalur angkatan 2012 dan adik dan kakak angkatan .

Penulis berharap penulisan tugas akhir ini bermanfaat bagi masyarakat dan kemajuan bangsa di masa mendatang.

Surabaya, Januari 2015

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”.



DAFTAR ISI

Lembar Pengesahan	i
Abstrak.....	iii
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR.....	xvii
DAFTAR TABEL	xx
 BAB I : PENDAHULUAN.....	 1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat	4
 BAB II : TINJAUAN PUSTAKA	 5
2.1 Umum	5
2.2 Beton Pracetak	5
2.3 Sistem Dinding Penumpu (<i>Load Bearing Walls System</i>)	7
2.4 <i>Pre-eliminary Design</i>	8
2.4.1 Dimensi Struktur Sekunder	8
2.4.1.1 Pelat Lantai	8
2.4.1.2 Tangga.....	9
2.4.1.3 Balok Anak	9
2.4.2 Dimensi Struktur Primer	10

2.5	Perencanaan Struktur	10
2.5.1	Perencanaan Struktur Sekunder	10
2.5.1.1	Pelat Lantai	10
2.5.1.1.1	Pembebanan	11
2.5.1.1.2	Desain Penulangan Pelat Terhadap Momen Lentur	11
2.5.1.1.3	Kontrol Kapasitas Momen Akibat Pengangkatan	12
2.5.1.1.4	Perencanaan Tulangan Angkat	12
2.5.1.1.5	Kontrol Retak Akibat Pengangkatan	13
2.5.1.1.6	Perencanaan Penghubung Geser (<i>Stud Connector</i>)	14
2.5.1.1.7	Panjang penyaluran Tulangan (L_{dh})	15
2.5.1.2	Tangga.....	15
2.5.1.3	Balok Anak	16
2.5.1.3.1	Pembebanan	16
2.5.1.3.2	Penulangan.....	16
2.5.1.3.3	Perencanaan Pengangkatan Balok	17
2.5.1.3.4	Kontrol Retak Akibat Pengangkatan	18
2.5.2	Desain Struktur Primer.....	19
2.5.2.1	Pembebanan Dan Analisa Struktur Utama.....	19
2.5.2.2	Pembebanan Vertikal	19
2.5.2.3	Perhitungan Berat Struktur Bangunan	20
2.5.2.4	Analisa Respons Spektra.....	20
2.5.2.5	Klasifikasi Situs	20
2.5.2.6	Parameter Respons Spektra.....	20

2.5.2.7	Respons Spektra Desain.....	21
2.5.2.8	Waktu Getar Alami	22
2.5.2.9	Pemilihan Sistem Struktur	23
2.5.2.10	Kombinasi Beban Metode Ultimit	23
2.5.2.11	Gaya Geser Dasar Seismik Dan Distribusi Vertikal Gaya gempa	23
2.5.2.12	Kontrol Analisa Struktur	24
2.5.2.13	Kontrol Partisipasi Massa	24
2.5.2.14	Kontrol Gaya Geser Dasar Seismik (<i>Base Reaction</i>)	25
2.5.2.15	Kontrol Simpangan Antar Lantai (<i>Story Drift</i>)	25
2.5.2.16	Desain Penulangan Struktur Dinding	25
2.5.2.16.1	Desain Aksi <i>Uniaxial</i>	25
2.5.2.16.2	Desain Aksi <i>Biaxial</i>	25
2.5.2.16.3	Desain Terhadap Gaya Geser.....	26
2.5.2.16.4	Kontrol Elemen Pembatas Khusus (<i>Boundary Element Check</i>)	27
2.5.3	Desain Struktur Pondasi.....	28
2.5.3.1	Daya Dukung Vertikal Tiang Pancang Tunggal	28
2.5.3.2	Gaya Vertikal Maksimum Pada Tiang Tunggal	29
2.5.3.3	Kuat Geser <i>Pilecap</i> Terhadap Gaya Geser (<i>Punching Shear</i>)	29
2.5.3.4	Desain Tulangan Lentur <i>Pilecap</i>	30
BAB III : METODOLOGI		31

3.1	Diagram <i>Flowchart</i> Pekerjaan	31
3.2	Alur Pekerjaan	32
3.2.1	Studi Literatur	32
3.2.2	Pengumpulan Data	32
3.2.3	Desain <i>Pre-eliminary</i>	32
3.2.4	Desain Struktur Sekunder	33
3.2.5	Pembebanan Dan Analisa Struktur Primer	33
3.2.6	Kontrol Analisa Struktur	33
3.2.7	Desain Struktur Primer	33
3.2.8	Desain Sambungan (<i>Connections</i>)	34
3.2.9	Desain Struktur Pondasi	34
3.2.10	Penulisan Laporan Dan Penggambaran Teknik ..	34
	BAB IV : DESAIN <i>PRE-ELIMINARY</i>	35
4.1	Umum	35
4.2	Dimensi Struktur Sekunder	35
4.2.1	Dimensi Pelat Lantai	35
4.2.2	Dimensi Tangga	43
4.2.3	Dimensi Balok Anak	45
4.3	Dimensi Struktur Utama	46
4.3.1	Dimensi Dinding Utama	46
	BAB V : DESAIN STRUKTUR SEKUNDER	47
5.1	Pelat Lantai	47
5.1.1	Pembebanan	48
5.1.2	Penulangan Pelat	49
5.1.2.1	Penulangan Sebelum Komposit	49

5.1.2.2	Setelah Komposit	51
5.1.3	Kontrol Kapasitas Momen Akibat Pengangkatan.....	56
5.1.4	Perencanaan Tulangan Angkat.....	60
5.1.5	Kontrol Retak Akibat Pengangkatan.....	61
5.1.6	Kontrol Lendutan	63
5.1.7	Kontrol Retak.....	63
5.1.8	Perencanaan Penghubung Geser (<i>Stud Connector</i>) 63	
5.1.9	Panjang penyaluran Tulangan (L_{dh})	65
5.2	Balok Anak	66
5.2.1	Pembebanan	67
5.2.1.1	Pembebanan Sebelum Komposit.....	69
5.2.1.2	Penulangan Sebelum Komposit	72
5.2.1.3	Pembebanan Setelah Komposit.....	75
5.2.1.4	Penulangan Sesudah Komposit.....	78
5.2.2	Perencanaan Pengangkatan Balok.....	81
5.2.3	Kontrol Retak Akibat Pengangkatan.....	83
5.2.4	Kontrol Lendutan	84
5.3	Perencanaan Tangga	84
5.3.1	Pembebanan	85
5.3.2	Penulangan Pelat Tangga	90
5.3.3	Perencanaan Pengangkatan Panel Tangga	92
5.3.4	Perencanaan Konsol Penumpu Bordes.....	97
5.3.4.1	Pembebanan	98
5.3.4.2	Penulangan Konsol Penumpu Tangga	99

BAB VI ANALISA STRUKTUR DAN PEMBEBANAN	
SRTRUKTUR UTAMA	103
6.1 Umum	103
6.2 Pembebanan Struktur Utama	104
6.2.1 Pembebanan Vertikal	104
6.2.2 Beban Hidup Tereduksi	105
6.2.3 Perhitungan Berat Struktur Bangunan	106
6.2.4 Analisa Beban Gempa.....	107
6.2.4.1 Analisa Respons Spektra.....	107
6.2.4.2 Klasifikasi Situs	107
6.2.4.3 Parameter Respons Spektra.....	108
6.2.4.4 Respons Spektra Desain.....	109
6.2.4.5 Waktu Getar Alami	111
6.2.4.6 Pemilihan Sistem Struktur	112
6.2.5 Kombinasi Beban Metode Ultimit	113
6.2.6 Gaya Geser Dasar Seismik Dan Distribusi Vertikal Gaya Gempa.....	113
6.2.7 Kontrol Analisa Struktur.....	116
6.2.7.1 Kontrol Partisipasi Massa	116
6.2.7.2 Kontrol Gaya Geser Dasar Seismik (<i>Base Reaction</i>)	117
6.2.7.3 Kontrol Simpangan Antar Lantai (<i>Story Drift</i>)	117
BAB VII : DESAIN STRUKTUR PRIMER	121
7.1 Umum	121
7.2 Desain Elemen Struktur Primer	121

7.2.1	Desain Dinding Struktur <i>Pier Type I</i>	121
7.2.1.1	Kontrol Aksi <i>Uniaxial</i>	123
7.2.1.2	Kontrol Aksi <i>Biaxial (Reciprocal Method)</i> ...	124
7.2.1.3	Desain <i>Pier</i> Terhadap Gaya Geser.....	125
7.2.1.4	Kontrol Elemen Pembatas Khusus (<i>Boundary Element Check</i>)	127
7.2.2	Desain Dinding Struktur <i>Pier Tipe II</i>	129
7.2.2.1	Kontrol Aksi <i>Uniaxial</i>	130
7.2.2.2	Kontrol Aksi <i>Biaxial (Reciprocal Method)</i> ...	132
7.2.2.3	Desain <i>Pier</i> Terhadap Gaya Geser.....	133
7.2.2.3.1	Desain Geser Terhadap Arah Sisi Panjang	133
7.2.2.3.2	Desain Geser Terhadap Arah Sisi Pendek	136
7.2.2.4	Kontrol Elemen Pembatas Khusus (<i>Boundary Element Check</i>)	138
BAB VIII : DESAIN SAMBUNGAN ELEMEN PRACETAK		141
8.1	Umum	141
8.2	Desain Sambungan Elemen Pracetak.....	141
8.2.1	Desain Sambungan Dinding Dengan <i>Pile Cap</i> .	141
8.2.2	Desain Sambungan Balok Anak Dengan Pelat Lantai	144
8.2.3	Desain Sambungan Pelat Lantai Dengan Dinding	145
BAB IX : DESAIN STRUKTUR PONDASI		147
9.1	Umum	147

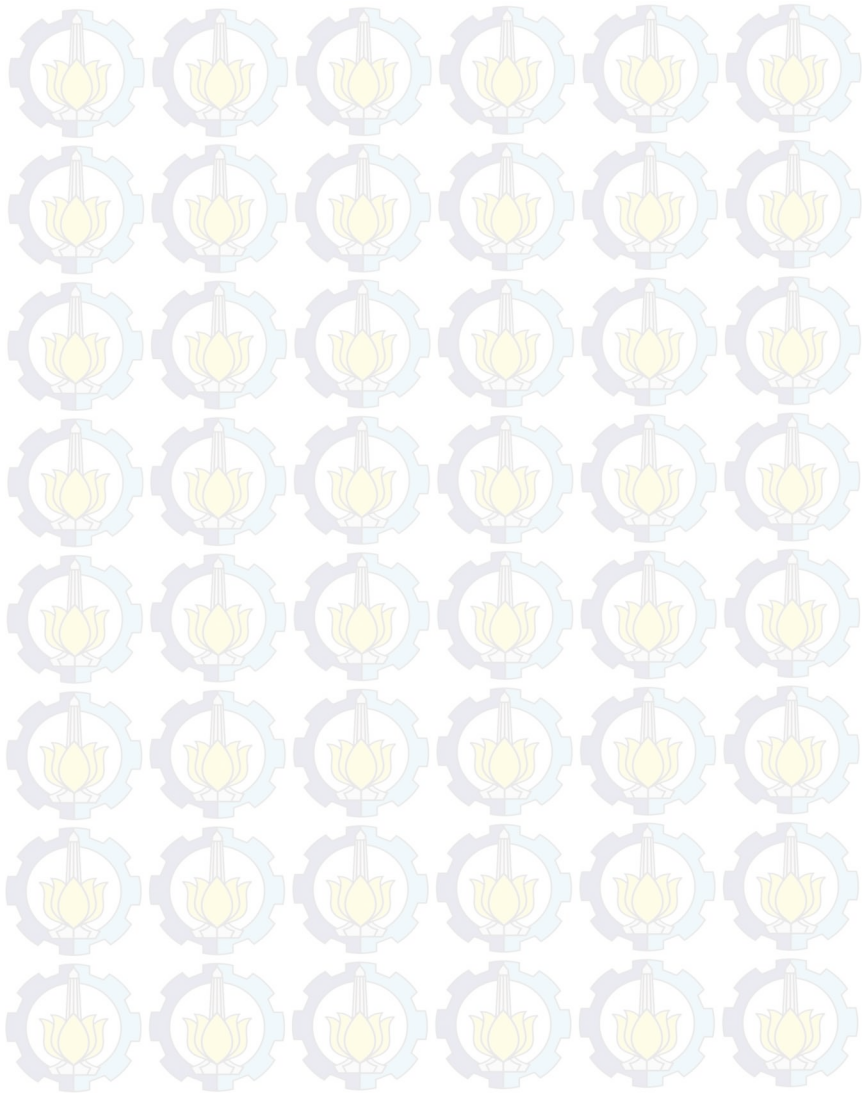
9.2	Desain Struktur Pondasi.....	147
9.3	Daya Dukung Vertikal Tiang Pancang Tunggal	149
9.4	Gaya Vertikal Maksimum Pada Tiang Tunggal.....	151
9.5	Kuat Geser <i>Pilecap</i> Terhadap Gaya Geser (<i>Punching Shear</i>)	153
9.6	Desain Tulangan Lentur <i>Pilecap</i>	155
9.7	Daya Dukung Lateral Ijin Tiang Tunggal.....	157
BAB X : TINJAUAN PELAKSANAAN ELEMEN PRACETAK		161
10.1	Umum	161
10.2	Pelaksanaan Elemen Pracetak	161
10.2.1	Pelaksanaan Pondasi Tiang Pancang	161
10.2.2	Pelaksanaan <i>Pile Cap</i>	161
10.2.3	Pemasangan Dinding Pracetak.....	162
10.2.4	Pemasangan Balok Anak	162
10.2.5	Pemasangan Pelat Lantai Pracetak.....	163
10.2.6	Pekerjaan <i>Overtopping</i> Beton <i>Cast In Place</i>	163
10.3	Kontrol Kapasitas Angkat <i>Tower Crane</i>	164
BAB XI : PENUTUP.....		165
11.1	Kesimpulan	165
11.1.1	Struktur Sekunder	165
11.1.2	Struktur Primer.....	165
11.1.3	Struktur Pondasi.....	166
DAFTAR PUSTAKA.....		167
LAMPIRAN		169

DAFTAR GAMBAR

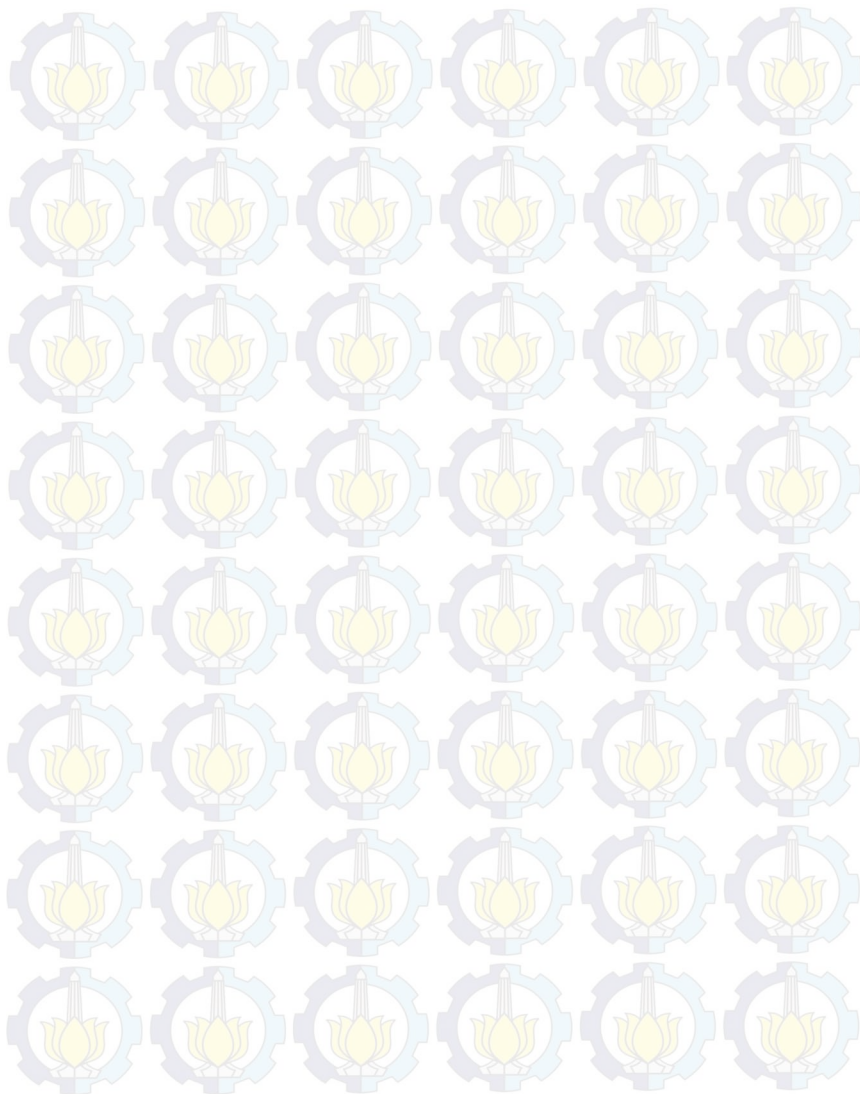
Gambar 2.1 Gedung Beton Pracetak.....	7
Gambar 2.2 Gedung Sistem Dinding Penumpu	8
Gambar 2.3 Bentuk-Bentuk Balok Pracetak	10
Gambar 2.4 Diagram Momen Saat Pengangkatan Pelat Pracetak Dengan Empat Titik Angkat	12
Gambar 2.5 Diagram Tegangan Komposit Momen Positif	14
Gambar 2.6 Diagram Tegangan Komposit Momen Negatif	15
Gambar 2.7 Diagram Momen Saat Pengangkatan Balok Pracetak	17
Gambar 2.8 Respons Spektra Desain.....	22
Gambar 2.9 Pondasi Tiang Pancang	29
Gambar 3.1 Diagram Flowchart Pekerjaan Tugas Akhir.....	32
Gambar 4.1 Pelat tipe S1	36
Gambar 4.2 Pelat tipe S2	37
Gambar 4.3 Balok Anak	38
Gambar 4.4 Tangga Pracetak.....	44
Gambar 4.5 Balok setelah komposit, balok pracetak.....	46
Gambar 5.1 Potongan Melintang Pelat	51
Gambar 5.2 Diagram Momen Saat Pengangkatan Pelat Pracetak	57
Gambar 5.3 Titik Angkat Pelat Pracetak	60
Gambar 5.4 Momen Akibat Pengangkatan Pelat	61
Gambar 5.5 Diagram Tegangan Komposit Momen Positif	64
Gambar 5.6 Diagram Tegangan Komposit Momen Positif	64
Gambar 5.7(a) Balok Setelah Komposit, (b) Balok <i>precast</i>	67
Gambar 5.8 Distribusi beban pada balok	67
Gambar 5.9 (a) Beban merata akibat berat sendiri balok, (b) Beban akibat berat plat dan beban hidup merata	68
Gambar 5.10 Penulangan Balok Sebelum Komposit.....	72
Gambar 5.11 Penampang Kritis Akibat Gaya Geser	74
Gambar 5.12 Penulangan Balok Setelah Komposit	78

Gambar 5.13 Penampang Kritis Akibat Gaya Geser	80
Gambar 5.14 Pengangkatan Balok Pracetak	81
Gambar 5.15 Posisi titik angkat balok	82
Gambar 5.16 Model Mekanika Tangga Pracetak.....	86
Gambar 5.17 Batang BD.....	87
Gambar 5.18 Batang CD.....	88
Gambar 5.19 Batang AC.....	89
Gambar 5.20 Diagram Momen Tangga Pracetak.....	90
Gambar 5.21 Diagram Gaya Geser Tangga Pracetak	90
Gambar 5.22 a) Denah Tangga. b) Rencana Pengangkatan.....	93
Gambar 5.23 Model tangga dengan SAP2000.....	95
Gambar 5.24 Momen arah x	95
Gambar 5.25 Momen arah y	96
Gambar 5.26 Konsol Penumpu Bordes.....	97
Gambar 6.1 Permodelan Struktur Gedung	103
Gambar 6.2 Respons Spektra Rencana	111
Gambar 7.1 Pier Tipe 1	122
Gambar 7.2 Diagram Interaksi Aksial-Momen Arah y.....	123
Gambar 7.3 Diagram Interaksi Aksial-Momen Arah x.....	123
Gambar 7.4 Penulangan Pier Type I.....	129
Gambar 7.5 Pier Tipe Siku.....	129
Gambar 7.6 Diagram interaksi aksial-momen arah x.....	131
Gambar 7.7 Diagram interaksi aksial-momen arah y.....	131
Gambar 8.1 Sambungan Dinding Dengan Pile Cap.....	141
Gambar 8.2 Sambungan Balok Anak Dengan Pelat	144
Gambar 8.3 Sambungan Pelat Lantai Dengan Dinding	145
Gambar 9.1 Denah Pondasi Dinding Struktur	149
Gambar 9.2 Gaya Yang Bekerja Pada Pile Cap.....	152
Gambar 9.3 Daerah Penampang Kritis Akibat Geser	153
Gambar 9.4 Penampang Kritis Akibat Geser.....	154
Gambar 9.5 Momen Lentur Pile Cap.....	156
Gambar 10.1 Pengangkatan Dinding Struktur	162
Gambar 10.2 Pengangkatan Pelat Pracetak.....	163

Gambar 10.3 Sambungan Pelat Pracetak 163



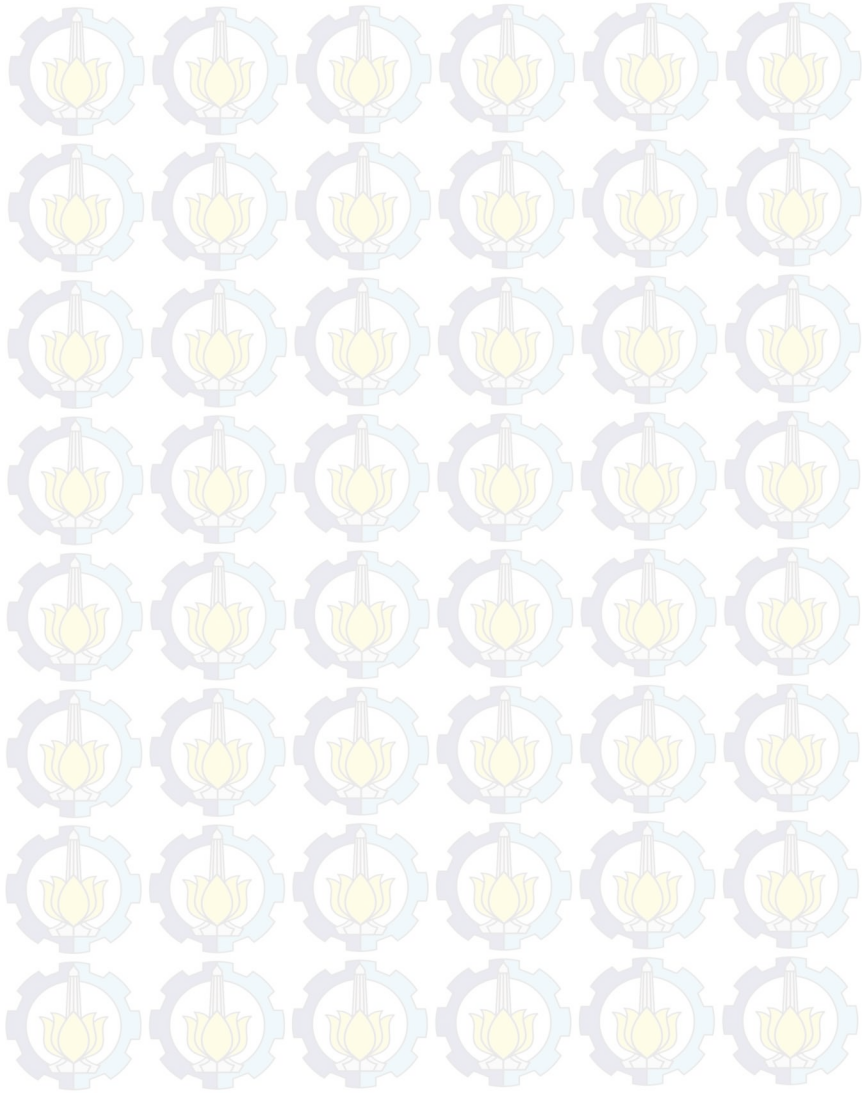
“Halaman ini sengaja dikosongkan”.



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Dimensi Injakan Dan Tinggi Injakan.....	9
Tabel 2.2 Kategori Resiko Bangunan	23
Tabel 6.1 Beban Hidup Tereduksi	106
Tabel 6.2 Berat Total Struktur	107
Tabel 6.3 Borlog N-SPT	108
Tabel 6.4 Percepatan Gempa	110
Tabel 6.5 Gaya lateral ekivalen tiap lantai.....	115
Tabel 6.6 Rasio Partisipasi Massa.....	116
Tabel 6.7 Rasio Gaya Lateral Ekivalen Dengan Gaya Geser Respon Ragam	117
Tabel 6.8 Story Drift.....	118
Tabel 7.1 Beban Desain	122
Tabel 7.2 Gaya Ultimate	130
Tabel 9.1 Data Borlog BH-1	148
Tabel 10.1 Dimensi Dan Berat Elemen Pracetak.....	164

“Halaman ini sengaja dikosongkan”.



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Teknologi struktur beton meningkat pesat beberapa decade ini. Sehingga memunculkan beragam bentuk dan metode dalam pembangunan struktur. Salah satunya yaitu metode konstruksi dengan beton pracetak. Yaitu struktur bangunan beton yang menggunakan elemen beton yang dicetak terlebih dahulu sebelum dipasang.

Di antara kelebihan dari beton pracetak ini adalah dapat mempercepat waktu pembangunan, kemudahan dalam pemasangan komponen pracetak, dan mengurangi lahan yang dipakai untuk mendirikan bangunan karena telah dicetak di tempat terpisah. Disamping kelebihan tersebut, beton pracetak mempunyai kekurangan. Diantaranya, memerlukan transportasi untuk mengangkut elemen beton pracetak ke lokasi konstruksi, dan integritas struktur beton pracetak masih kalah bila dibandingkan dengan bangunan dengan beton *cast in place*, karena elemen terdapat sambungan pada beton pracetak. Bila tidak direncanakan dengan baik, elemen sambungan tersebut cukup riskan mengalami kegagalan. Namun, dengan perkembangan teknologi beton, model sambungan telah mengalami kemajuan sehingga mengurangi resiko kegagalan struktur.

Hotel SwissBell Darmo Centrum merupakan bangunan dengan system rangka dengan dinding geser yang dibangun dengan beton *cast in place*. Karena menggunakan konstruksi beton *cast in place*, maka pembangunan hotel tersebut memerlukan waktu yang relative lama. Sehingga, dalam tugas akhir ini, perencanaan gedung tersebut dimodifikasi dengan system beton pracetak, dengan system dinding penumpu sebagai system struktur pemikul beban.

Kelebihan struktur system dinding penumpu diantaranya bila dibandingkan dengan system rangka, system ini lebih sederhana. Karena tidak memerlukan kolom, sebagai gantinya menggunakan dinding struktur dalam memikul beban gravitasi dan beban lateral. Kelemahan system ini diantaranya, memiliki batas ketinggian tertentu pada daerah dengan resiko gempa tinggi. Sehingga hanya efektif pada daerah dengan resiko rendah hingga sedang.

Pada tugas akhir ini membahas modifikasi perencanaan gedung hotel SwissBell Darmo Centrum dengan system dinding penumpu beton pracetak. Perencanaan gedung menggunakan standar perencanaan sesuai dengan *SNI 03-2847-201x*, *SNI 1726-201x*, *SNI 1727-201x*, dan standar-standar perencanaan dan referensi yang berkaitan dengan perencanaan elemen struktur gedung. Modifikasi perencanaan gedung bertujuan untuk menghasilkan perencanaan gedung yang aman, nyaman, dan memenuhi persyaratan perencanaan gedung sesuai dengan standar perencanaan yang berlaku.

1.2 Perumusan Masalah

Dalam perencanaan gedung ini, akan timbul permasalahan dari perencanaan. Sehingga, perumusan masalah akan membantu dalam memberi arah dalam perencanaan gedung. Masalah-masalah dalam perencanaan gedung tersebut dibagi menjadi permasalahan umum dan permasalahan khusus. Adapun permasalahan umum tersebut adalah

1. Bagaimana merencanakan gedung SwissBell Darmo Centrum dengan system dinding penumpu beton pracetak yang baik, aman dan nyaman yang memenuhi standar perencanaan yang berlaku?

Sedangkan permasalahan khusus yang dibahas dalam tugas akhir ini adalah

1. Bagaimana melakukan *pre-eliminary design* dalam perencanaan gedung?
2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder gedung?
3. Bagaimana melakukan perencanaan terhadap gaya gempa rencana?
4. Bagaimana melakukan analisa struktur gedung?
5. Bagaimana melakukan perencanaan struktur primer gedung?
6. Bagaimana melakukan perencanaan sambungan elemen pracetak struktur gedung?
7. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar teknik dan laporan perencanaan?

Dari perumusan masalah di atas akan dibahas metode dan solusi dalam menyelesaikan permasalahan di atas.

1.3 Tujuan

Tujuan dalam tugas akhir ini dibagi menjadi tujuan umum dan tujuan khusus. Adapun tujuan umum dalam tugas akhir ini adalah

1. Merencanakan gedung SwissBell Darmo Centrum dengan system dinding penumpu beton pracetak yang baik, aman dan nyaman yang memenuhi standar perencanaan yang berlaku.

Sedangkan tujuan khusus dari tugas akhir ini adalah

1. Melakukan *pre-eliminary design* dalam perencanaan gedung.
2. Merencanakan struktur sekunder gedung.
3. Melakukan perencanaan terhadap gaya gempa.
4. Melakukan analisa struktur gedung.
5. Melakukan perencanaan struktur primer gedung.
6. Melakukan perencanaan sambungan elemen pracetak struktur gedung.
7. Menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar teknik dan laporan perencanaan.

1.4 Batasan Masalah

Untuk memfokuskan pembahasan pada tugas akhir ini, maka diberikan batasan-batasan pembahasan. Batasan-batasan tersebut adalah

1. Perencanaan struktur beton gedung, termasuk struktur primer dan struktur sekunder.
2. Analisa struktur menggunakan program computer analisa struktur.
3. Perencanaan sambungan antar elemen pracetak.
4. Tidak membahas struktur beton yang masuk dalam kategori arsitektural.
5. Tidak mempertimbangkan aspek arsitektural gedung.
6. Tidak merencanakan biaya pembangunan.
7. Tidak merencanakan detail metode pelaksanaan konstruksi dan manajemen konstruksi gedung.

1.5 Manfaat

Penyusunan tugas akhir ini diharapkan dapat memberikan manfaat, baik bagi kalangan akademisi maupun ahli struktur atau perencana. Adapun manfaat bagi akademisi, diharapkan tugas akhir ini dapat menjadi sumber referensi dalam studi. Sedangkan bagi ahli struktur, diharapkan tugas akhir ini dapat menjadi salah satu sumber atau alternative perencanaan konstruksi gedung.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pada hari ini, beton merupakan material bangunan yang telah umum digunakan. Beton tersusun atas material agregat dari pasir, batuan, atau material lain, semen, dan air. Beton merupakan material yang kuat menahan gaya tekan, namun pada saat diberi gaya tekan, beton bersifat getas. Seiring dengan bertambahnya kekuatan tekan beton, regangan beton berkurang karena sifatnya yang getas. Regangan yang digunakan dalam desain, bervariasi antara 0.0025 hingga 0.006 berdasarkan eksperimen dan percobaan. Di samping itu, beton lemah terhadap gaya tarik. Walaupun beton mempunyai kapasitas dalam gaya tarik, namun kekuatan tersebut sering diabaikan dalam desain. Kekuatan tarik beton sekitar 10% dari kapasitas tekannya.

Beton merupakan material komposit sehingga memerlukan material tambahan untuk menahan gaya tarik. Baja merupakan material yang biasa digunakan untuk menahan gaya tarik. Akhir-akhir ini telah muncul material lain sebagai pengganti baja seperti *glass fiber*, bambu, dan material lain.

2.2 Beton Pracetak

Komponen beton pracetak dicetak, dan dirawat di pabrik, kemudian di transport pada lokasi konstruksi, dan di pasang pada lokasi konstruksi. Beton pracetak mempunyai kelebihan daripada beton *cast in place*. Pembuatan beton pracetak seringkali menggunakan mesin mekanik, mulai proses pencampuran material beton, pencetakan, hingga perawatan. Pada saat koncisi cuaca kurang menguntungkan, komponen pracetak dapat ditempatkan pada tempat yang terlindung dari cuaca yang tidak baik. Kontrol terhadap kualitas dan bentuk biasanya lebih baik daripada beton yang di cetak di lokasi konstruksi.

Cetakan beton pracetak dapat terbuat dari baja, kayu, atau glass fiber, yang mempunyai permukaan halus, sehingga kualitas bentuk beton pracetak baik. Cetakan dapat digunakan berkali-kali sebelum dilakukan penggantian. Untuk mempercepat proses *curing*, beton pracetak dapat menggunakan semen type III, yang mempunyai kekuatan awal yang besar, proses curing biasanya menggunakan metode *steam cured*. Dengan proses *steam*, uap panas akan mempercepat proses pengerasan beton.

Proses pengangkatan beton pracetak lebih mudah, karena elemen beton pracetak terintegrasi dengan komponen utama. Proses pengangkatan tidak memerlukan perancah, dan tidak ada waktu tunggu untuk proses *curing* beton seperti beton yang di cor di tempat.

Dalam pemilihan beton *sitecast* atau beton pracetak, perencana harus mempertimbangkan keuntungan dan kerugiannya. Walaupun beton pracetak mudah dalam proses pembuatannya, namun mempunyai berat yang cukup signifikan pada proses transport dan pengangkatan. Dimensi elemen pracetak juga menjadi batasan dalam proses transportasi. Kendaraan angkut yang tersedia biasanya terbatas dengan dimensi maksimal 12 meter.



Gambar 2.1 Gedung Beton Pracetak

2.3 Sistem Dinding Penumpu (*Load Bearing Walls System*)

Sistem dinding penumpu adalah dinding struktur yang menopang beban gravitasi, dan beban lateral. Dinding ini seringkali disebut sebagai dinding geser (*shear walls*). Material dinding dapat terbuat dari batu bata, atau beton bertulang.

Sistem dinding penumpu merupakan sistem struktur yang cukup tua. Hingga ditemukan sistem rangka, sistem ini merupakan satu-satunya yang tersedia dalam konstruksi gedung tinggi.

Seiring waktu, kemajuan akan peraturan dan metode perencanaan bertambah. Peraturan tersebut mengatur tentang ketebalan dinding yang bertambah seiring bertambahnya jumlah tingkat gedung. Penambahan ketebalan tersebut untuk mengatasi beban gravitasi pada tingkat yang lebih bawah. Hal itu, juga meningkatkan stabilitas terhadap momen guling akibat beban lateral terutama akibat angin.



Gambar 2.2 Gedung Sistem Dinding Penumpu

Kelebihan sistem ini adalah sistem ini lebih sederhana daripada sistem rangka. Karena tidak memerlukan kolom, sebagai gantinya menggunakan dinding struktur sebagai sistem penahan beban. Namun, disamping kelebihan, sistem ini mempunyai kelemahan, yaitu ketinggian gedung sangat terbatas. Pada daerah dengan resiko gempa tinggi, tinggi gedung hanya dibatasi 12 m untuk gedung dengan sistem dinding penumpu pracetak menengah pada *SNI 1716-201x*. sehingga, sistem ini efektif pada daerah dengan resiko gempa rendah hingga sedang.

2.4 Pre-eliminary Design

2.4.1 Dimensi Struktur Sekunder

2.4.1.1 Pelat Lantai

Perencanaan ketebalan pelat gedung direncanakan sesuai dengan persyaratan ketebalan minimum pada *pasal 9.5.2* dan *pasal 9.5.3*.

$$\beta = \frac{L_n}{S_n}$$

$$h_{min} = \frac{l}{20} \left(0.4 + \frac{fy}{700} \right)$$

2.4.1.2 Tangga

Tangga pada gedung ini berfungsi sebagai sarana evakuasi darurat apabila terjadi hal-hal yang mengakibatkan penghuni harus keluar dari gedung.

Tinggi lantai : 3300 mm

Sudut kemiringan

$$\arctan \alpha = \arctan \frac{h}{l}$$

Dimana h adalah tinggi tangga diukur dari awal anak tangga hingga bordes atau lantai di atasnya, dan l adalah panjang linier tangga diukur dari awal anak tangga hingga anak tangga terakhir pada bordes atau lantai di atasnya. Sebagai referensi, *IBC 2000* memberikan dimensi injakan dan tinggi anak tangga yang proporsional.

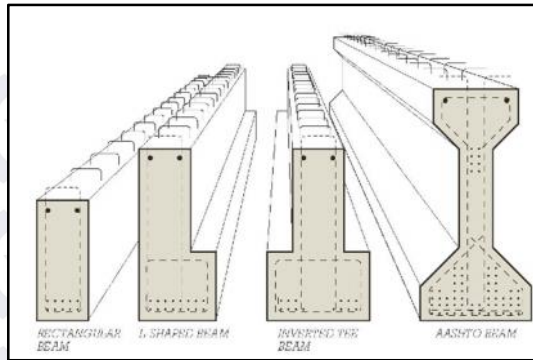
Tabel 2.1 Dimensi Injakan Dan Tinggi Injakan

Staircase type	Rise (max.)	Going (min.)
Private—giving single access	220	220
Common—giving joint or multi-access	190	240
Disabled	170	250
Institutional and assembly buildings	180	250
Any type not described	190	250

Sumber: *International Building Code 2000*, dan *Building Regulations 2000*

2.4.1.3 Balok Anak

Balok pracetak mempunyai bentuk bermacam-macam sesuai kegunaannya.



Gambar 2.3 Bentuk-Bentuk Balok Pracetak

Perencanaan dimensi balok direncanakan sesuai *pasal 9.5.2 tabel 9.5* yang menentukan tentang tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak diperhitungkan.

$$h = \frac{l}{16} \cdot \left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$$

$$b = \frac{h}{2} \text{ atau } \frac{2h}{3}$$

2.4.2 Dimensi Struktur Primer

Tebal dinding yang memikul beban utama harus memenuhi *pasal 14.5.3* tentang ketebalan dinding minimum. Tebal dinding tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, mana yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

2.5 Perencanaan Struktur

2.5.1 Perencanaan Struktur Sekunder

2.5.1.1 Pelat Lantai

Desain pelat pracetak mempertimbangkan terhadap beberapa keadaan yaitu

- a) Saat plat pracetak sebelum komposit dan beban yang bekerja adalah berat sendiri pelat dan beban hidup akibat pekerja atau beban pengangkatan yang tergantung terhadap kondisi yang lebih kritis. Pada saat ini, analisa gaya dalam mengasumsikan perletakan sebagai sendi-sendi (*hinged*).
- b) Saat pelat telah menyatu dengan elemen pelat, balok, atau dinding, dan bekerja komposit. Pada tahap ini beban hidup hotel telah bekerja. Sehingga, asumsi gaya dalam pada tahap ini dianalisa sebagai perletakan jepit (*fixed*).

2.5.1.1.1 Pembebanan

Pembebanan mempertimbangkan kondisi sebelum komposit dan sesudah komposit. Beban-beban yang bekerja adalah beban mati, dan beban hidup. Sedangkan kombinasi pembebanannya adalah

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L$

2.5.1.1.2 Desain Penulangan Pelat Terhadap Momen Lentur

Pada berbagai kondisi pembebanan, kuat momen lentur pelat harus lebih besar dari momen ultimate akibat beban.

$$\phi Mn \geq Mu$$

Rasio tulangan minimum, ambil nilai yang lebih besar.

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{balance} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_{balance}$$

$$\phi Mn = \phi T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

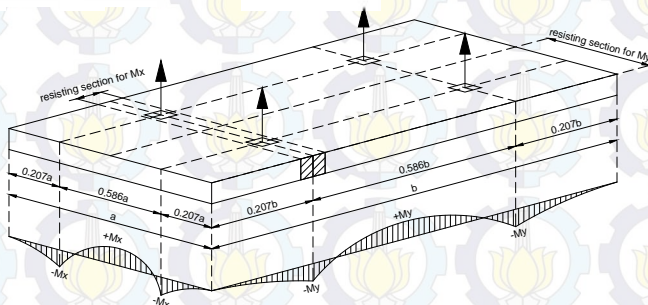
2.5.1.1.3 Kontrol Kapasitas Momen Akibat Pengangkatan

Pengangkatan pelat menimbulkan momen pada pelat.

Besarnya momen tersebut oleh ditetapkan *PCI Design Handbook*

$$-M_x = +M_x = 0.0107 \cdot w \cdot a^2 \cdot b$$

$$-M_y = +M_y = 0.0107 \cdot w \cdot a \cdot b^2$$



Gambar 2.4 Diagram Momen Saat Pengangkatan Pelat Pracetak Dengan Empat Titik Angkat

Kuat momen pelat saat pengangkatan harus memenuhi persyaratan

$$\phi Mn \geq Mu$$

2.5.1.1.4 Perencanaan Tulangan Angkat

Sebagai akibat pengangkatan pelat, maka diperlukan perencanaan tulangan angkat. Sehingga, pelat dapat diangkat dengan aman oleh *crane* pada saat instalasi pelat.

$$W = h \cdot \text{lebar} \cdot \text{panjang} \cdot \text{berat jenis beton}$$

$$T = 1.4W \cdot \text{koef. kejut}$$

Beban tiap titik

$$T_u = \frac{T}{n \text{ tulangan}}$$

Tegangan ijin tulangan

$$\frac{f_y}{1.5}$$

Diameter yang diperlukan

$$\phi = \sqrt{\frac{4T_u}{\pi \cdot f_{ijin}}}$$

2.5.1.1.5 Kontrol Retak Akibat Pengangkatan

Pengangkatan pelat akan menimbulkan tegangan pada pelat yang dapat mengakibatkan retak pada beton. Sehingga, untuk mencegah hal tersebut, maka tegangan yang terjadi diperiksa agar tidak melebihi tegangan ijin f_r .

$$f_c = f_{actual}$$

Kuat tekan beton saat pengangkatan

$$f'_{ci} = 0.4f'_c$$

$$f'_r = 0.62 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_{ci}}$$

$$y_c = \frac{h}{2}$$

Kontrol retak

$$Z = \frac{1}{6} \cdot b_{eff} \cdot h^2$$

$$a_x = \arctg \frac{h_{strand}}{0.5 b}$$

$$M_x = \frac{P \cdot y_c}{tg a_x}$$

Kontrol tegangan pada penampang

$$f_{rijin} = \frac{f_r}{SF}$$

$$f_t = f_b = \frac{M}{Z}$$

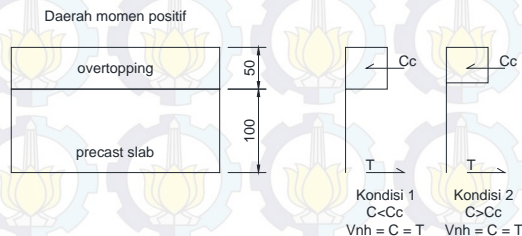
2.5.1.1.6 Perencanaan Penghubung Geser (*Stud Connector*)

Perancangan pelat pracetak dengan *overlapping*, harus mempertimbangkan transfer gaya horizontal yang terjadi harus mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik pelat pracetak maupun beton *overlapping*.

Stud connector berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen dan harus mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horizontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara elemen yang bekerja komposit.

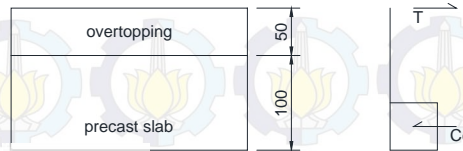
Gaya geser horizontal yang terjadi pada penampang komposit mempertimbangkan dua macam kondisi:

- Gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen beton *overlapping*, atau
- Gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen beton *overlapping*.



Gambar 2.5 Diagram Tegangan Komposit Momen Positif

Daerah momen negatif



Gambar 2.6 Diagram Tegangan Komposit Momen Negatif

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_{\text{overtopping}}$$

Kuat geser horizontal nominal

$$V_{nh} = C = T$$

$$V_{nh} = A_s \cdot f_y$$

$$V_{nh} = 0.55 A_c = 0.55 \cdot b \cdot d_{eff}$$

$$A_{vmin} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

Tetapi tidak boleh kurang dari

$$0.35 \cdot b \cdot \frac{s}{f_y}$$

2.5.1.1.7 Panjang penyaluran Tulangan (L_{dh})

Panjang penyaluran untuk batang tulangan dalam kondisi Tarik yang diakhiri dengan kait standar l_{dh} harus sebesar

$$l_{dh} = \frac{0.24 \cdot \psi_e \cdot \frac{f_y}{\lambda} \cdot \sqrt{f'_c}}{d_b}$$

Dan tidak boleh kurang dari $8d_b$, (pasal 12.5)

2.5.1.2 Tangga

Tangga pada gedung berfungsi sebagai sarana evakuasi darurat apabila terjadi hal-hal yang mengakibatkan penghuni harus keluar dari gedung. Tangga harus kuat menahan momen lentur yang bekerja akibat beban mati dan beban luar lainnya.

2.5.1.3 Balok Anak

Balok anak berfungsi memikul beban yang diterima oleh pelat lantai dan meneruskannya ke struktur utama. Balok harus didesain kuat menahan momen, gaya geser, dan beban luar yang bekerja.

2.5.1.3.1 Pembebanan

Beban yang bekerja pada balok anak antara lain beban mati, beban hidup, dan beban akibat pengangkatan. Kondisi pembebanan mempertimbangkan saat balok belum komposit, saat pengangkatan, dan saat balok telah dipasang dan bekerja komposit dan beban luar telah bekerja. Adapun kombinasi pembebanannya adalah

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L$$

2.5.1.3.2 Penulangan

Penulangan balok memperhitungkan kondisi sebelum komposit, saat pengangkatan, dan saat balok telah komposit.

Penulangan lentur

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} \text{ tetapi tidak boleh kurang dari } \rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{balance} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_{balance}$$

Kontrol kapasitas momen penampang

$$T = A_{st} \cdot f_y$$

$$a = \frac{T}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

$$\phi Mn = \phi \cdot T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Penulangan geser

Kekuatan beton terhadap geser harus memenuhi syarat

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

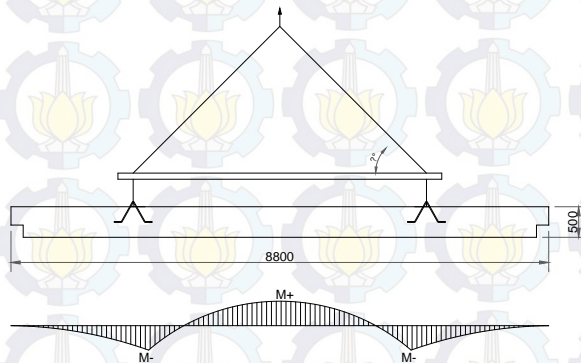
Kontrol spasi tulangan (pasal 11.4.5.1)

Spasi maksimum untuk tulangan geser yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu komponen struktur tidak boleh melebihi

$$s \leq \frac{d}{2}$$

2.5.1.3.3 Perencanaan Pengangkatan Balok

Pengangkatan balok pracetak menimbulkan momen pada balok. Sehingga, kapasitas momen balok diperiksa untuk menghindari kegagalan elemen balok dalam menahan beban akibat pengangkatan.



Gambar 2.7 Diagram Momen Saat Pengangkatan Balok Pracetak

Nilai momen yang terjadi akibat pengangkatan yaitu

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \tan \theta^o}}{2 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{y_t}{y_b} \left(1 + \frac{4Y_c}{L \tan \theta^o} \right)} \right]}$$

Perencanaan pengangkatan balok

$$L_x = XL$$

Perencanaan Tulangan Angkat

Pembebanan

Untuk mensimulasikan beban kejut akibat pengangkatan, maka berat sendiri balok dikalikan dengan factor kejut sebesar 1.2.

$$P_u = \frac{DL \cdot k}{2}$$

$$\frac{f_y}{1.5}$$

Diameter yang diperlukan

$$\phi = \sqrt{\frac{4 P_u}{\pi \cdot f_{ijin}}}$$

2.5.1.3.4 Kontrol Retak Akibat Pengangkatan

Pengangkatan balok akan menimbulkan tegangan pada balok yang dapat mengakibatkan retak pada beton. Sehingga, untuk mencegah hal tersebut, maka tegangan yang terjadi direncanakan agar tidak melebihi tegangan ijin f_r .

$$M_+ = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \tan \theta^o} \right) k$$

$$M_- = \frac{WX^2L^2}{2}$$

Section modulus

$$Z = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2$$

Tegangan yang terjadi pada penampang

$$f = \frac{M}{Z}$$

2.5.2 Desain Struktur Primer

2.5.2.1 Pembebanan Dan Analisa Struktur Utama

Analisa pembebanan struktur utama dilakukan untuk mendapatkan input beban-beban yang akan dimasukkan dalam analisa struktur. Selanjutnya, analisa struktur dilakukan untuk mengetahui perilaku struktur terhadap berbagai kondisi yang mungkin terjadi. Analisa struktur tersebut, akan menghasilkan output berupa gaya-gaya dalam, defleksi, dan output lainnya yang berguna untuk mendesain struktur.

2.5.2.2 Pembebanan Vertikal

1. Beban mati

Beban mati yang bekerja adalah berat sendiri struktur, dan beban mati tambahan akibat utilitas seperti, plumbing, atau *finishing*.

2. Beban hidup hotel

Untuk ruang pribadi = 1.92 kN/m^2

Untuk ruang kantor = 2.40 kN/m^2

Untuk beban hidup lantai atap

Beban hidup pekerja = 100 kg/m^2

3. Beban Hidup Tereduksi

Sesuai dengan *pasal 4.8*, maka semua beban hidup kecuali beban hidup atap, dapat dikurangi sesuai dengan persamaan yang diberikan pada *pasal 4.8.1*.

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{15}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

Dengan syarat L tidak boleh kurang dari $0.5L_o$ untuk komponen struktur yang mendukung satu lantai, dan tidak boleh kurang dari $0.4L_o$ untuk struktur yang mendukung dua lantai atau lebih.

2.5.2.3 Perhitungan Berat Struktur Bangunan

Berat struktur bangunan disini meliputi berat sendiri struktur dan beban hidup.

2.5.2.4 Analisa Respons Spektra

Untuk mendesain gedung terhadap ketahanan gempa, maka digunakan grafik respons spektra sebagai metode analisa gaya gempa rencana dalam desain gedung. Untuk menentukan respons spektra tersebut, maka perlu dilakukan analisa terhadap kondisi dan parameter tanah bangunan sekitar.

2.5.2.5 Klasifikasi Situs

SNI 03-1726-2012 tabel 3 memberikan klasifikasi situs bangunan sebagai salah satu parameter desain respons spektra. Klasifikasi tersebut didasarkan pada kondisi tanah, sehingga perlu dilakukan analisa terhadap jenis tanah bangunan terlebih dahulu.

2.5.2.6 Parameter Respons Spektra

Untuk menentukan grafik respons spektra, maka diperlukan faktor amplifikasi yang ditentukan *pasal 6.2.* dari peta. Sehingga, diperoleh factor S_I , dan S_s . Dari *table 4 dan 5* diperoleh koefisien situs F_a dan F_v .

$$S_{M1} = F_v S_I$$

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

2.5.2.7 Respons Spektra Desain

Untuk menentukan respons spectra desain, maka mengikuti tata cara yang diberikan pada *pasal 6.4*.

1. Untuk periode T yang lebih kecil dari T_0 , nilai respons spectra desain S_a , diambil dari persamaan

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

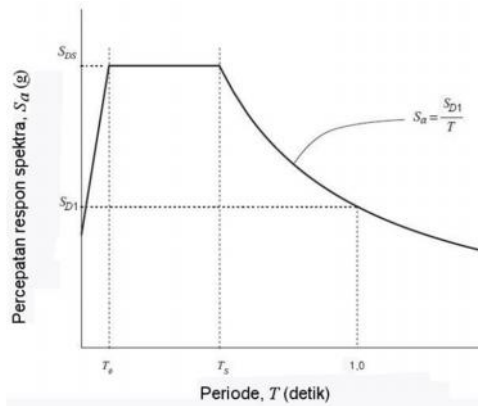
2. Untuk periode T lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , respons spectra desain S_a , sama dengan S_{DS} .
3. Untuk periode lebih besar dari T_s , spectrum respons desain S_a , diambil berdasarkan persamaan

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Nilai dari parameter diatas, kemudian disajikan dalam table dan grafik respons spectra desain.



Gambar 2.8 Respons Spektra Desain

2.5.2.8 Waktu Getar Alami

SNI 03-1726-2012 membatasi gedung agar tidak terlalu fleksibel. Pembatasan tersebut dilakukan untuk mencegah kerusakan yang berlebih pada komponen. Salah satu formula untuk menghitung waktu getar alami (*fundamental natural period*) tersebut

$$T = \frac{0.09h}{\sqrt{d}}$$

Dimana d adalah panjang gedung dalam arah yang ditinjau, dan h adalah tinggi total gedung diukur dari taraf penjepitan. Batas atas dari period getar diberikan oleh SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2.1.

$$T_a = C_t h_n^x$$

Koefisien batasan atas periode C_u adalah 1.4 sesuai pasal 7.8.2.1 tabel 14. Sehingga batas nilai periode natural adalah

$$C_u T_a$$

2.5.2.9 Pemilihan Sistem Struktur

Untuk menentukan sistem struktur, maka harus ditentukan terlebih dahulu kategori resiko bangunan.

Tabel 2.2 Kategori Resiko Bangunan

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

2.5.2.10 Kombinasi Beban Metode Ultimit

Pasal 4.2.2 memberikan kombinasi pembebanan untuk desain elemen-elemen struktur atas dan bawah. Sehingga, elemen tersebut harus dirancang melebihi kuat dari kombinasi beban berfaktor tersebut.

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5L_r$
3. $1.2D + 1.6 L_r + L$
4. $1.2D + L + 0.5L_r$
5. $1.2D + 1E + L$
6. $0.9D + 1E$

2.5.2.11 Gaya Geser Dasar Seismik Dan Distribusi Vertikal

Gaya gempa

Sebagai perkiraan gaya geser dasar, maka dapat dihitung sesuai *pasal 7.8.1*.

Koefisien respons seismic

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dan tidak boleh kurang dari

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e$$

Gaya lateral ekuivalen

$$V = C_s W$$

Sebagai distribusi gaya lateral gempa tersebut, dipakai persamaan pasal 7.8.3

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

$$F_x = C_{vx} V$$

Factor k diambil pasal 7.8.3. k sama dengan 1 untuk dengan periode 0.5 detik atau kurang, k sama dengan 2 untuk struktur dengan periode 2.5 atau lebih, dan k harus sebesar 2 atau interpolasi linier antara 1 dan 2 untuk struktur dengan periode antara 0.5 hingga 2.5 detik.

2.5.2.12 Kontrol Analisa Struktur

Untuk memenuhi persyaratan analisa struktur pada SNI 03-1726-2012, maka diperlukan kontrol terhadap analisa struktur. Kontrol tersebut meliputi

- Kontrol partisipasi massa (*mass participation ratio*)
- Kontrol gaya geser dasar (*base reaction*)
- Kontrol simpangan antar lantai (*story drift*)

Jika syarat dari control tersebut dapat dipenuhi, maka hasil analisa struktur dapat dipakai untuk mendesain elemen-elemen struktur.

2.5.2.13 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut pasal 7.9.1, analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa actual

untuk masing-masing arah orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

2.5.2.14 Kontrol Gaya Geser Dasar Seismik (*Base Reaction*)

Pasal 7.9.4.1 mensyaratkan bila kombinasi respons geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen maka gaya harus dikalikan skala gaya

$$0.85 \frac{V}{V_t}$$

2.5.2.15 Kontrol Simpangan Antar Lantai (*Story Drift*)

Simpangan antar lantai tingkat () tidak boleh melebihi simpangan antar lantai yang diijinkan seperti yang telah diberikan oleh *pasal 7.12*. Dari *table 16*, diperoleh simpangan antar lantai ijin

$$0.02 h_{sx}$$

Simpangan antar lantai harus ditentukan dengan persamaan (34) pada *pasal 7.8.6*

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_x}{I_e}$$

Nilai C_d didapat dari *table 9*.

2.5.2.16 Desain Penulangan Struktur Dinding

2.5.2.16.1 Desain Aksi *Uniaxial*

Desain terhadap aksi uniaxial menggunakan diagram interaksi. Penampang harus mampu menahan kombinasi beban yang disyaratkan.

2.5.2.16.2 Desain Aksi *Biaxial*

Beban aksial-momen yang bekerja pada struktur gedung umumnya merupakan beban *biaxial*. Sehingga, kekuatan penampang terhadap aksi *biaxial* harus dikontrol. *Bresler*

reciprocal method memberikan persamaan untuk memperhitungkan kekuatan penampang terhadap aksi *biaxial*.

$$\varphi P_n \geq P_u$$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{no}}$$

$$P_{no} = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

2.5.2.16.3 Desain Terhadap Gaya Geser

Kekuatan geser nominal struktur tidak boleh melebihi

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

(SNI 03-2847-201x pasal 21.9.4)

Nilai d harus diambil sebesar

$$d = 0.8 l_w$$

Gaya geser yang disumbangkan oleh beton merupakan nilai terkecil dari persamaan berikut

$$V_c = 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} \quad (1)$$

$$V_c = \left[0.05 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.1 \lambda \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \quad (2)$$

Bila nilai $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$ adalah negative, maka persamaan kedua tidak berlaku.

Luas tulangan geser yang diperlukan

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan adalah

$$V_s = V_n - V_c$$

Kuat geser tulangan terpasang

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Kuat Geser Nominal Maksimum (pasal 11.9.3)

Gaya geser nominal pada penampang horisontal untuk geser bidang dinding tidak boleh diambil lebih besar dari

$$0.83 \sqrt{f'_c} b_w d$$

atau

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Pasal 11.9.9.2 mensyaratkan rasio tulangan minimum sebesar 0.0025.

2.5.2.16.4 Kontrol Elemen Pembatas Khusus (Boundary Element Check)

Pasal 21.10 memberikan persyaratan untuk dinding struktur khusus, harus diberikan elemen pembatas khusus jika salah satu atau dua syarat berikut dipenuhi.

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} \quad (1)$$

$$\sigma_c > 0.2 f'_c \quad (2)$$

Bila syarat tersebut dipenuhi, maka tulangan yang dipasang harus memenuhi

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.09 \frac{t f'_c}{f_{yt}}$$

2.5.3 Desain Struktur Pondasi

2.5.3.1 Daya Dukung Vertikal Tiang Pancang Tunggal

Untuk memperhitungkan daya dukung tiang pancang tunggal, *L. Decourt* memberikan perumusan

$$Q_{ultimate} = Q_e + Q_f$$

$$Q_e = K N_p A_p$$

$$Q_f = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s$$

$$Q_d = \frac{Q_{ultimate}}{safety\ factor}$$

Dimana factor K merupakan factor jenis tanah yang nilainya adalah

$$\text{Pasir} = 40 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Lanau berpasir} = 25 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Lanau berlempung} = 20 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Lempung} = 12 \text{ ton/m}^2$$

N_p adalah nilai *N-SPT* rata-rata dari sepanjang $4D$ dari ujung tiang ke atas dan $4D$ ke bawah dari ujung tiang. N_s adalah nilai rata-rata *N-SPT* dari ujung atas hingga ujung bawah tiang. Nilai *N-SPT* harus lebih besar dari 3. Daya dukung ijin tiang

$$Q_{all} = Q_d E_k - W_{tiang}$$

Efisiensi tiang E_k dalam group tiang adalah

$$E_k = 1 - \arctan \frac{D}{S} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n} \right)$$

m adalah jumlah tiang dalam baris, dan n adalah jumlah tiang dalam kolom.

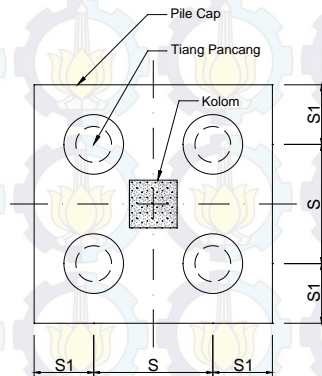
2.5.3.2 Gaya Vertikal Maksimum Pada Tiang Tunggal

Gaya vertikal maksimum pada tiang tunggal merupakan gaya aksial akibat kombinasi beban vertical struktur atas ditambah dengan berat pilecap ditambah dengan gaya vertikal akibat momen guling.

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

2.5.3.3 Kuat Geser *Pilecap* Terhadap Gaya Geser (*Punching Shear*)

Karena gaya aksial terhadap pilecap merupakan gaya titik yang cukup besar, maka pilecap harus mempunyai ketebalan yang cukup untuk menahan gaya geser akibat gaya maksimum dari tiang pancang.



Gambar 2.9 Pondasi Tiang Pancang

Kapasitas *pilecap* dalam menahan gaya geser diambil dari nilai terkecil dari persamaan berikut.

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (1)$$

$$V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (2)$$

$$V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3)$$

2.5.3.4 Desain Tulangan Lentur *Pilecap*

Gaya aksial pada tiang pancang menyebabkan momen pada *pilecap*, sehingga *pilecap* harus direncanakan kuat menahan momen lentur akibat gaya aksial dari tiang.

$$\phi Mn \geq Mu$$

Rasio tulangan minimum, ambil nilai yang lebih besar.

$$\rho_{min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{balance} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_{balance}$$

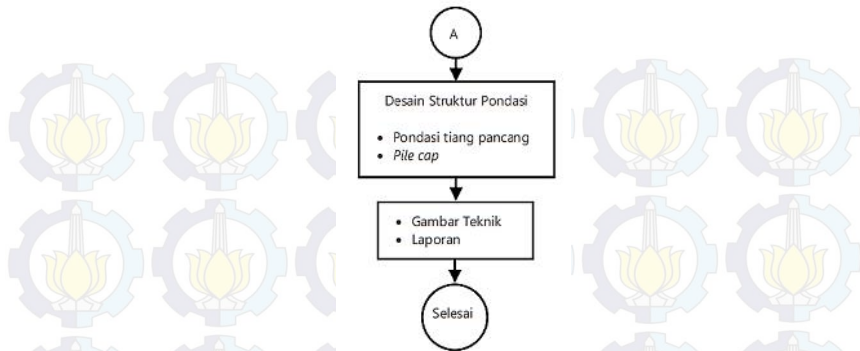
$$\phi Mn = \phi T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

BAB III

METODOLOGI

3.1 Diagram *Flowchart* Pekerjaan





Gambar 3.1 Diagram Flowchart Pekerjaan Tugas Akhir

3.2 Alur Pekerjaan

3.2.1 Studi Literatur

Studi literatur bertujuan untuk mendapatkan pengetahuan tentang pokok bahasan tugas akhir. Pada tugas akhir ini, materi yang dipelajari meliputi struktur beton pracetak, dan sistem dinding penumpu, dan pengetahuan pendukung lainnya.

3.2.2 Pengumpulan Data

Data-data yang dibutuhkan dalam desain mendukung pekerjaan tugas akhir untuk mendapatkan perencanaan yang memuaskan. Data tersebut meliputi:

- Denah
- Layout
- *Soil Investigation*
- Data pendukung lainnya.

3.2.3 Desain *Pre-eliminary*

Desain awal meliputi desain dimensi awal yang selanjutnya dipergunakan dalam analisa struktur. Desain pre-eliminary meliputi dimensi pelat lantai, tangga, balok anak, dan dinding struktur utama.

3.2.4 Desain Struktur Sekunder

Desain struktur sekunder meliputi

- Pelat lantai
- Tangga
- Balok anak
- Struktur tambahan lainnya yang diperlukan.

Adapun jenis pekerjaannya adalah

- Pembebanan
- Analisa struktur
- Desain penulangan
- Kontrol penampang

3.2.5 Pembebanan Dan Analisa Struktur Primer

Pembebanan pada struktur utama berfungsi sebagai salah satu *input* pada program analisa struktur. Analisa struktur dilakukan dengan bantuan program analisa struktur, dan program bantu computer lainnya yang diperlukan. Beban-beban disesuaikan dengan *SNI 1727-201x* yang mengatur beban yang bekerja pada bangunan gedung.

3.2.6 Kontrol Analisa Struktur

Hasil analisa struktur oleh program bantu computer analisa struktur harus dikontrol agar memenuhi persyaratan pada *SNI 1726-201x* yang mengatur tentang perencanaan ketahanan gempa. Kontrol tersebut meliputi:

- Periode getar alami
- Simpangan antar lantai (*story drift*)
- Gaya geser dasar seismic
- Partisipasi massa

3.2.7 Desain Struktur Primer

Desain struktur primer pada tugas akhir ini meliputi dinding struktur. Desain dinding mengacu pada *SNI 03-2847-*

201x, dan referensi lain yang diperlukan. Adapun output gaya-gaya diambil dari analisa struktur dengan program bantu analisa struktur.

3.2.8 Desain Sambungan (*Connections*)

Desain sambungan direncanakan dapat berperilaku daktail untuk menyatukan komponen pracetak. Adapun referensi yang dipakai diantaranya adalah *NHERP-FEMA-P752* yang membahas tentang beton pracetak dan desain sambungan. Sambungan yang dipakai meliputi sambungan tipe basah dan sambungan tipe kering.

3.2.9 Desain Struktur Pondasi

Perencanaan pondasi meliputi perencanaan tiang pancang, dan *pile cap*. Serta, control gaya yang bekerja pada tiang pancang meliputi kontrol gaya vertical dan gaya horizontal. Desain *pile cap* meliputi desain terhadap geser (*punching shear*), dan desain penulangan terhadap momen lentur akibat gaya dari tiang pancang.

3.2.10 Penulisan Laporan Dan Penggambaran Teknik

Dari hasil perencanaan, maka selanjutnya dituangkan dalam laporan teknis dan gambar teknik hasil perencanaan. Dengan demikian, maka seluruh pekerjaan telah selesai, dan didapatkan perencanaan yang memuaskan.

BAB IV

DESAIN *PRE-ELIMINARY*

4.1 Umum

Gedung hotel SwissBell merupakan hotel dengan fungsi hunian. Elemen struktur utama berupa dinding geser yang yang memikul beban gravitasi dan beban lateral. Elemen struktur sekunder berupa pelat lantai, balok anak, dan tangga.

Data gedung

Nama gedung : Hotel Swiss Bell Darmo Centrum

Fungsi : Hunian, residential

Jumlah Lantai : 12

Tinggi antar lantai : 3.3 m

Tinggi bangunan : 39.6 m

Luas bangunan : 1200 m²

Struktur bangunan : Sistem dinding penumpu, beton bertulang pracetak

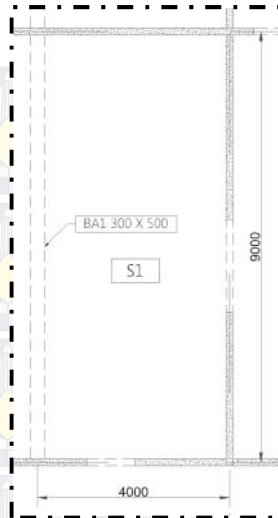
Jenis tanah : tanah sedang

4.2 Dimensi Struktur Sekunder

4.2.1 Dimensi Pelat Lantai

Perencanaan ketebalan pelat gedung direncanakan sesuai dengan persyaratan ketebalan minimum pada *pasal 9.5.2* dan *pasal 9.5.3*.

- Pelat Type S1



Gambar 4.1 Pelat tipe S1

Dimensi pelat adalah :

$$Ln = 9000 - \left(\frac{180}{2}\right) - \left(\frac{180}{2}\right) = 8820 \text{ mm}$$

$$Sn = 4000 - \left(\frac{180}{2}\right) - \left(\frac{350}{2}\right) = 3735 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{8820}{3735} = 2.361 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

Direncanakan dengan tebal pelat

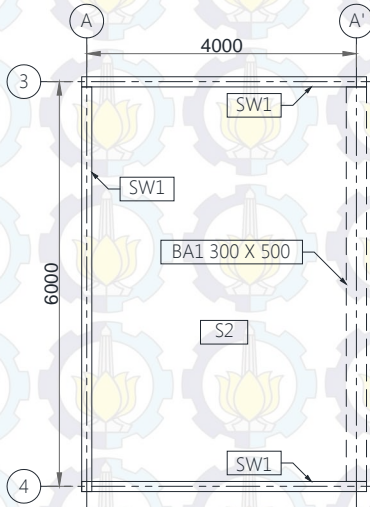
$$h_{min} = \frac{l}{20} \left(0.4 + \frac{fy}{700}\right)$$

$$h_{min} = \frac{4000}{20} \left(0.4 + \frac{235}{700}\right) = 147.143 \text{ mm}$$

$$h = 150 \text{ mm}$$

- Pelat Type S2

Ketebalan pelat dihitung sesuai dengan pasal 9.5.3 yang mengatur tentang konstruksi pelat dua arah.



Gambar 4.2 Pelat tipe S2

Dimensi pelat adalah :

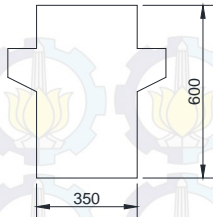
$$L_n = 6000 - \left(\frac{180}{2}\right) - \left(\frac{180}{2}\right) = 5820 \text{ mm}$$

$$S_n = 4000 - \left(\frac{180}{2}\right) - \left(\frac{380}{2}\right) = 3735 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{5820}{3735} = 1.558 < 2 \text{ (pelat dua arah)}$$

Rasio kekakuan pelat terhadap balok dihitung sebagai berikut.

- Balok BA1



Gambar 4.3 Balok Anak

$$b_e = b_w + 2h_w$$

$$b_e = 300 + 2(500 - 150) = 1000 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 8h_f$$

$$b_e = 300 + 8 \cdot 150 = 1500 \text{ mm}$$

Diambil b_e terkecil

$$b_e = 780 \text{ mm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w}\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{780}{300}\right) \left(\frac{150}{500}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{150}{500}\right) + 4 \left(\frac{150}{500}\right)^2 + \left(\frac{780}{300} - 1\right) \left(\frac{150}{500}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{780}{300} - 1\right) \left(\frac{150}{500}\right)}$$

$$k = 2.047$$

Momen inersia penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$I_b = 1.823 \frac{300 \cdot 500^3}{12} = 9.469 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{b_p \cdot h^3}{12}$$

$$I_p = \frac{0.5(400 + 400) \cdot 150^3}{12}$$

$$I_p = 1.125 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{9.469 \cdot 10^9}{1.831 \cdot 10^8} = 84.169$$

- Dinding SW1

Dinding struktur as A joint as 3-4

$$b_e = b_w + 2h_w$$

$$b_e = 150 + 2(3300 - 150) = 6450 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 8h_f$$

$$b_e = 300 + 8 \cdot 150 = 1500 \text{ mm}$$

Diambil be terkecil

$$b_e = 1500 \text{ mm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w}\right)\left(\frac{t}{h}\right)\left[4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + 4\left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)\left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)\left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{1500}{300}\right)\left(\frac{150}{500}\right)\left[4 - 6\left(\frac{150}{500}\right) + 4\left(\frac{150}{500}\right)^2 + \left(\frac{1500}{300} - 1\right)\left(\frac{150}{500}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{1500}{300} - 1\right)\left(\frac{150}{500}\right)}$$

$$k = 2.274$$

Momen inersia penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$I_b = 2.274 \frac{300 \cdot 3300^3}{12} = 1.021 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{b_p \cdot h^3}{12}$$

$$I_p = \frac{0.5(4000 + 4000) \cdot 150^3}{12}$$

$$I_p = 1.125 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{5.697 \cdot 10^9}{1.331 \cdot 10^8} = 907.863$$

Dinding struktur as 3 joint as A-A'

$$b_e = b_w + 2h_w$$

$$b_e = 150 + 2(3300 - 150) = 6450 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 8h_f$$

$$b_e = 300 + 8 \cdot 150 = 1500 \text{ mm}$$

Diambil be terkecil

$$b_e = 1500 \text{ mm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w}\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{1500}{300}\right) \left(\frac{150}{500}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{150}{500}\right) + 4 \left(\frac{150}{500}\right)^2 + \left(\frac{1500}{300} - 1\right) \left(\frac{150}{500}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{1500}{300} - 1\right) \left(\frac{150}{500}\right)}$$

$$k = 2.274$$

Momen inersia penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$I_b = 2.274 \frac{300 \cdot 3300^3}{12} = 1.021 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{b_p \cdot h^3}{12}$$

$$I_p = \frac{0.5(9000 + 6000) \cdot 150^3}{12}$$

$$I_p = 2.109 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_3 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{2.109 \cdot 10^{12}}{1.688 \cdot 10^9} = 484.194$$

Dinding struktur as 4 joint as A-A'

$$b_e = b_w + 2h_w$$

$$b_e = 150 + 2(3300 - 150) = 6450 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 8h_f$$

$$b_e = 300 + 8 \cdot 150 = 1500 \text{ mm}$$

Diambil be terkecil

$$b_e = 1500 \text{ mm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w}\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{1500}{300}\right) \left(\frac{150}{500}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{150}{500}\right) + 4 \left(\frac{150}{500}\right)^2 + \left(\frac{1500}{300} - 1\right) \left(\frac{150}{500}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{1500}{300} - 1\right) \left(\frac{150}{500}\right)}$$

$$k = 2.274$$

Momen inersia penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$I_b = 2.274 \frac{300 \cdot 3300^3}{12} = 1.021 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{b_p \cdot h^3}{12}$$

$$I_p = \frac{0.5(9000 + 6000) \cdot 150^3}{12}$$

$$I_p = 2.109 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_4 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{2.109 \cdot 10^{12}}{1.688 \cdot 10^9} = 484.194$$

Nilai rata-rata dari α adalah

$$\alpha_n = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{n}$$

$$\alpha_n = \frac{84.169 + 907.863 + 484.194 + 484.194}{4} = 980.21$$

Karena nilai α_m lebih besar dari 2, maka ketebalan pelat minimum menurut pasal 9.5.3 adalah

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{5850 \left(0.8 + \frac{235}{1400} \right)}{36 + 9 \cdot 1.550} = 113.353 > 90 \text{ mm}$$

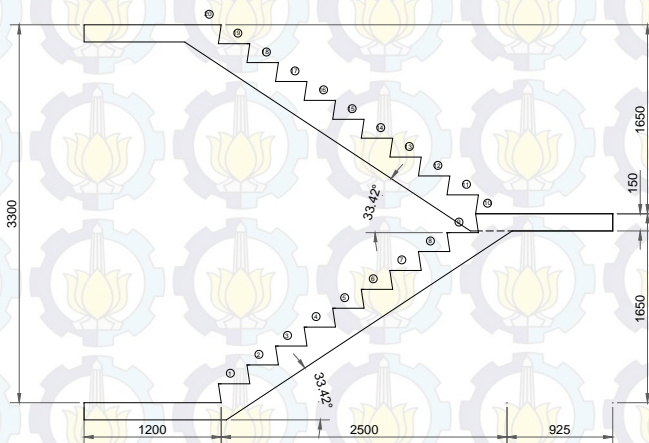
direncanakan

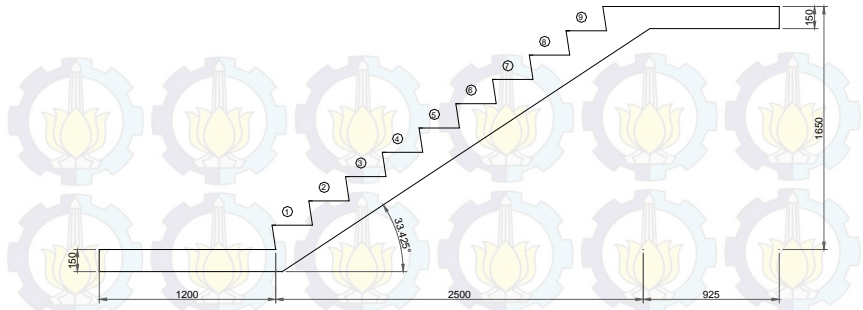
$$h = 150 \text{ mm}$$

Ketebalan pelat rencana di atas dipakai juga untuk ketebalan pelat atap.

4.2.2 Dimensi Tangga

Tangga pada gedung ini berfungsi sebagai sarana evakuasi darurat apabila terjadi hal-hal yang mengakibatkan penghuni harus keluar dari gedung. Pada gedung ini diambil salah satu tangga sebagai contoh perencanaan.





Gambar 4.4 Tangga Pracetak

Data rencana

Tinggi lantai : 3300 mm

Tinggi bordes : 1650 mm

Lebar : 1350 mm

Tebal plat : 175 mm

Tinggi injakan (*riser*) : 165 mm

Lebar injakan (*threads*) : 275 mm

Nosing : 25 mm

Lebar bordes (*landing*) : 1200 mm

Jumlah tanjakan per panel : 10

Panjang total anak tangga : $10 \cdot 0.25 = 2.50 \text{ m}$

$$\text{panjang miring} = \sqrt{2.5^2 + 1.65^2} = 2.995 \text{ m}$$

Sudut kemiringan

$$\text{arc tan } \alpha = \text{arc tan } \frac{1.65}{2.5} = 33.425^\circ$$

Diameter tulangan = 12 mm

Selimit beton = 30 mm

$f_y = 390 \text{ MPa}$

$f'_c = 30 \text{ MPa}$

4.2.3 Dimensi Balok Anak

Perencanaan dimensi balok direncanakan sesuai *pasal 9.5.2 tabel 9.5* yang menentukan tentang tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak diperhitungkan.

$$h = \frac{l}{16} \cdot \left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right) = \frac{9000}{16} \cdot \left(0.4 + \frac{390}{700}\right) = 538.393 \text{ mm}$$

Direncanakan tinggi balok 600 mm.

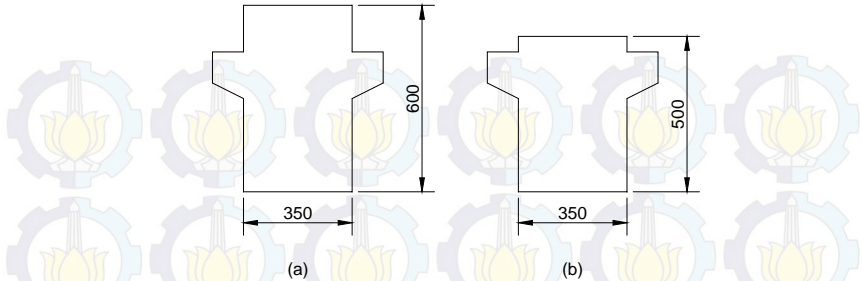
$$b = \frac{h}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm}$$

Direncanakan lebar balok 350 mm.

Dimensi balok precast direncanakan

$$h_{pc} = 500 \text{ mm}$$

$$b_{pc} = 350 \text{ mm}$$



Gambar 4.5 Balok setelah komposit, balok pracetak

4.3 Dimensi Struktur Utama

4.3.1 Dimensi Dinding Utama

Tebal dinding yang memikul beban utama harus memenuhi *pasal 14.5.3* tentang ketebalan dinding minimum. Tebal dinding tidak boleh kurang dari $1/25$ tinggi atau panjang bentang tertumpu, mana yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

$$h_{story} = 3300 \text{ mm}$$

$$b = 6000 \text{ mm}$$

$$h_{wall min} = \frac{3300}{25} = 132 \text{ mm, atau } 100 \text{ mm}$$

Direncanakan tebal dinding

$$h_{wall} = 180 \text{ mm}$$

BAB IV

DESAIN *PRE-ELIMINARY*

4.1 Umum

Gedung hotel SwissBell merupakan hotel dengan fungsi hunian. Elemen struktur utama berupa dinding geser yang yang memikul beban gravitasi dan beban lateral. Elemen struktur sekunder berupa pelat lantai, balok anak, dan tangga.

Data gedung

Nama gedung : Hotel Swiss Bell Darmo Centrum

Fungsi : Hunian, residential

Jumlah Lantai : 12

Tinggi antar lantai : 3.3 m

Tinggi bangunan : 39.6 m

Luas bangunan : 1200 m²

Struktur bangunan : Sistem dinding penumpu, beton bertulang pracetak

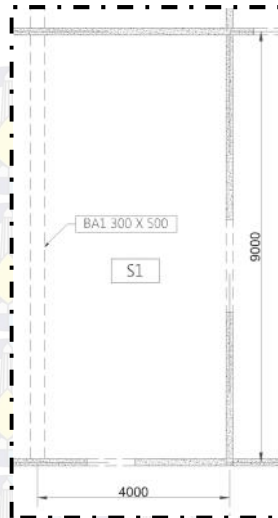
Jenis tanah : tanah sedang

4.2 Dimensi Struktur Sekunder

4.2.1 Dimensi Pelat Lantai

Perencanaan ketebalan pelat gedung direncanakan sesuai dengan persyaratan ketebalan minimum pada *pasal 9.5.2* dan *pasal 9.5.3*.

- Pelat Type S1



Gambar 4.1 Pelat tipe S1

Dimensi pelat adalah :

$$Ln = 9000 - \left(\frac{180}{2}\right) - \left(\frac{180}{2}\right) = 8820 \text{ mm}$$

$$Sn = 4000 - \left(\frac{180}{2}\right) - \left(\frac{350}{2}\right) = 3735 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{8820}{3735} = 2.361 > 2 \text{ (pelat satu arah)}$$

Direncanakan dengan tebal pelat

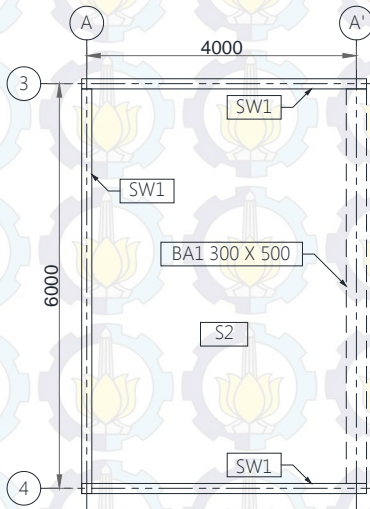
$$h_{min} = \frac{l}{20} \left(0.4 + \frac{fy}{700}\right)$$

$$h_{min} = \frac{4000}{20} \left(0.4 + \frac{235}{700}\right) = 147.143 \text{ mm}$$

$$h = 150 \text{ mm}$$

- Pelat Type S2

Ketebalan pelat dihitung sesuai dengan pasal 9.5.3 yang mengatur tentang konstruksi pelat dua arah.



Gambar 4.2 Pelat tipe S2

Dimensi pelat adalah :

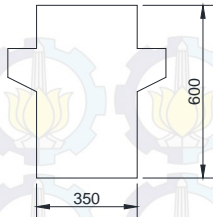
$$L_n = 6000 - \left(\frac{180}{2}\right) - \left(\frac{180}{2}\right) = 5820 \text{ mm}$$

$$S_n = 4000 - \left(\frac{180}{2}\right) - \left(\frac{380}{2}\right) = 3735 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{5820}{3735} = 1.558 < 2 \text{ (pelat dua arah)}$$

Rasio kekakuan pelat terhadap balok dihitung sebagai berikut.

- Balok BA1



Gambar 4.3 Balok Anak

$$b_e = b_w + 2h_w$$

$$b_e = 300 + 2(500 - 150) = 1000 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 8h_f$$

$$b_e = 300 + 8 \cdot 150 = 1500 \text{ mm}$$

Diambil b_e terkecil

$$b_e = 780 \text{ mm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w}\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{780}{300}\right) \left(\frac{150}{500}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{150}{500}\right) + 4 \left(\frac{150}{500}\right)^2 + \left(\frac{780}{300} - 1\right) \left(\frac{150}{500}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{780}{300} - 1\right) \left(\frac{150}{500}\right)}$$

$$k = 2.047$$

Momen inersia penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$I_b = 1.823 \frac{300 \cdot 500^3}{12} = 9.469 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

Momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{b_p \cdot h^3}{12}$$

$$I_p = \frac{0.5(400 + 400) \cdot 150^3}{12}$$

$$I_p = 1.125 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{9.469 \cdot 10^9}{1.831 \cdot 10^8} = 84.169$$

- Dinding SW1

Dinding struktur as A joint as 3-4

$$b_e = b_w + 2h_w$$

$$b_e = 150 + 2(3300 - 150) = 6450 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 8h_f$$

$$b_e = 300 + 8 \cdot 150 = 1500 \text{ mm}$$

Diambil be terkecil

$$b_e = 1500 \text{ mm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w}\right)\left(\frac{t}{h}\right)\left[4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + 4\left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)\left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)\left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{1500}{300}\right)\left(\frac{150}{500}\right)\left[4 - 6\left(\frac{150}{500}\right) + 4\left(\frac{150}{500}\right)^2 + \left(\frac{1500}{300} - 1\right)\left(\frac{150}{500}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{1500}{300} - 1\right)\left(\frac{150}{500}\right)}$$

$$k = 2.274$$

Momen inersia penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$I_b = 2.274 \frac{300 \cdot 3300^3}{12} = 1.021 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{b_p \cdot h^3}{12}$$

$$I_p = \frac{0.5(4000 + 4000) \cdot 150^3}{12}$$

$$I_p = 1.125 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{5.697 \cdot 10^9}{1.331 \cdot 10^8} = 907.863$$

Dinding struktur as 3 joint as A-A'

$$b_e = b_w + 2h_w$$

$$b_e = 150 + 2(3300 - 150) = 6450 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 8h_f$$

$$b_e = 300 + 8 \cdot 150 = 1500 \text{ mm}$$

Diambil be terkecil

$$b_e = 1500 \text{ mm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w}\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{1500}{300}\right) \left(\frac{150}{500}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{150}{500}\right) + 4 \left(\frac{150}{500}\right)^2 + \left(\frac{1500}{300} - 1\right) \left(\frac{150}{500}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{1500}{300} - 1\right) \left(\frac{150}{500}\right)}$$

$$k = 2.274$$

Momen inersia penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$I_b = 2.274 \frac{300 \cdot 3300^3}{12} = 1.021 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{b_p \cdot h^3}{12}$$

$$I_p = \frac{0.5(9000 + 6000) \cdot 150^3}{12}$$

$$I_p = 2.109 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_3 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{2.109 \cdot 10^{12}}{1.688 \cdot 10^9} = 484.194$$

Dinding struktur as 4 joint as A-A'

$$b_e = b_w + 2h_w$$

$$b_e = 150 + 2(3300 - 150) = 6450 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 8h_f$$

$$b_e = 300 + 8 \cdot 150 = 1500 \text{ mm}$$

Diambil be terkecil

$$b_e = 1500 \text{ mm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w}\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{1500}{300}\right) \left(\frac{150}{500}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{150}{500}\right) + 4 \left(\frac{150}{500}\right)^2 + \left(\frac{1500}{300} - 1\right) \left(\frac{150}{500}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{1500}{300} - 1\right) \left(\frac{150}{500}\right)}$$

$$k = 2.274$$

Momen inersia penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$I_b = 2.274 \frac{300 \cdot 3300^3}{12} = 1.021 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Momen inersia lajur pelat

$$I_p = \frac{b_p \cdot h^3}{12}$$

$$I_p = \frac{0.5(9000 + 6000) \cdot 150^3}{12}$$

$$I_p = 2.109 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_4 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{2.109 \cdot 10^{12}}{1.688 \cdot 10^9} = 484.194$$

Nilai rata-rata dari α adalah

$$\alpha_n = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{n}$$

$$\alpha_n = \frac{84.169 + 907.863 + 484.194 + 484.194}{4} = 980.21$$

Karena nilai α_m lebih besar dari 2, maka ketebalan pelat minimum menurut pasal 9.5.3 adalah

$$h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{5850 \left(0.8 + \frac{235}{1400} \right)}{36 + 9 \cdot 1.550} = 113.353 > 90 \text{ mm}$$

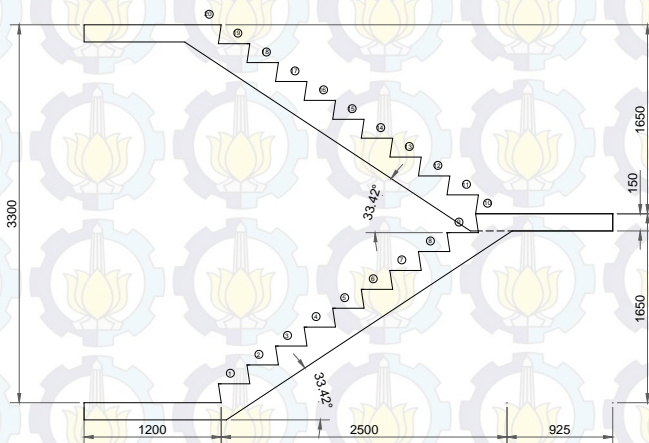
direncanakan

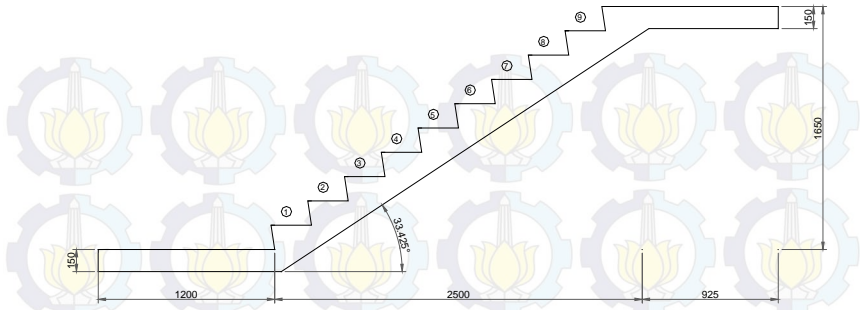
$$h = 150 \text{ mm}$$

Ketebalan pelat rencana di atas dipakai juga untuk ketebalan pelat atap.

4.2.2 Dimensi Tangga

Tangga pada gedung ini berfungsi sebagai sarana evakuasi darurat apabila terjadi hal-hal yang mengakibatkan penghuni harus keluar dari gedung. Pada gedung ini diambil salah satu tangga sebagai contoh perencanaan.





Gambar 4.4 Tangga Pracetak

Data rencana

Tinggi lantai : 3300 mm

Tinggi bordes : 1650 mm

Lebar : 1350 mm

Tebal plat : 175 mm

Tinggi injakan (*riser*) : 165 mm

Lebar injakan (*threads*) : 275 mm

Nosing : 25 mm

Lebar bordes (*landing*) : 1200 mm

Jumlah tanjakan per panel : 10

Panjang total anak tangga : $10 \cdot 0.25 = 2.50$ m

$$\text{panjang miring} = \sqrt{2.5^2 + 1.65^2} = 2.995 \text{ m}$$

Sudut kemiringan

$$\text{arc tan } \alpha = \text{arc tan } \frac{1.65}{2.5} = 33.425^\circ$$

Diameter tulangan = 12 mm

Selimit beton = 30 mm

$f_y = 390 \text{ MPa}$

$f'_c = 30 \text{ MPa}$

4.2.3 Dimensi Balok Anak

Perencanaan dimensi balok direncanakan sesuai *pasal 9.5.2 tabel 9.5* yang menentukan tentang tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak diperhitungkan.

$$h = \frac{l}{16} \cdot \left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right) = \frac{9000}{16} \cdot \left(0.4 + \frac{390}{700}\right) = 538.393 \text{ mm}$$

Direncanakan tinggi balok 600 mm.

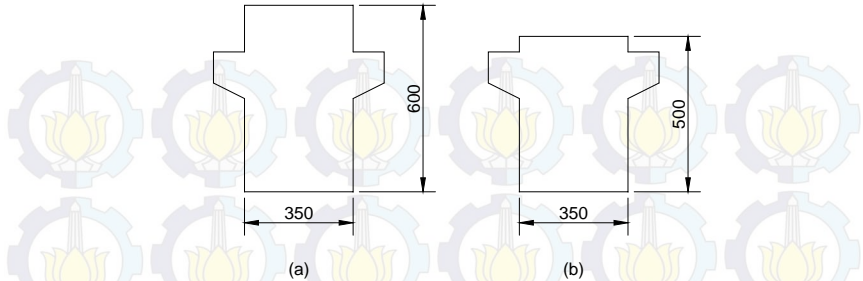
$$b = \frac{h}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm}$$

Direncanakan lebar balok 350 mm.

Dimensi balok precast direncanakan

$$h_{pc} = 500 \text{ mm}$$

$$b_{pc} = 350 \text{ mm}$$



Gambar 4.5 Balok setelah komposit, balok pracetak

4.3 Dimensi Struktur Utama

4.3.1 Dimensi Dinding Utama

Tebal dinding yang memikul beban utama harus memenuhi *pasal 14.5.3* tentang ketebalan dinding minimum. Tebal dinding tidak boleh kurang dari $1/25$ tinggi atau panjang bentang tertumpu, mana yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

$$h_{story} = 3300 \text{ mm}$$

$$b = 6000 \text{ mm}$$

$$h_{wall min} = \frac{3300}{25} = 132 \text{ mm, atau } 100 \text{ mm}$$

Direncanakan tebal dinding

$$h_{wall} = 180 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = \frac{0.24 \cdot \psi_e \cdot \frac{f_y}{\lambda} \cdot \sqrt{f'_c}}{d_b} = \frac{0.24 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1} \cdot \sqrt{30}}{12} = 25.743 \text{ mm}$$

Dan tidak boleh kurang dari

$8d_b = 8 \cdot 12 = 96 \text{ mm}$, atau 150 mm (pasal 12.5).

Maka dipakai panjang penyaluran sepanjang 150 mm .

5.2 Balok Anak

Dimensi balok direncanakan

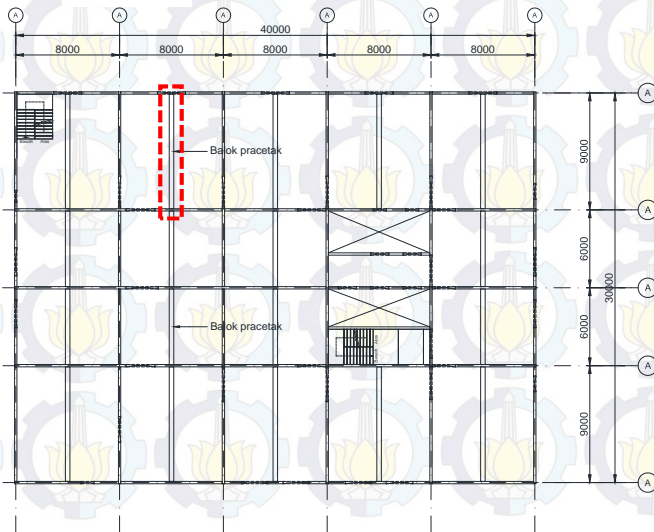
$$h = 600 \text{ mm}$$

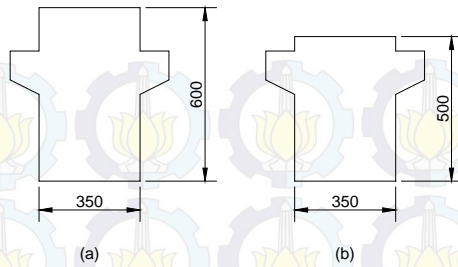
$$b = 350 \text{ mm}$$

Dimensi balok precast direncanakan

$$h_{pc} = 500 \text{ mm}$$

$$b_{pc} = 350 \text{ mm}$$

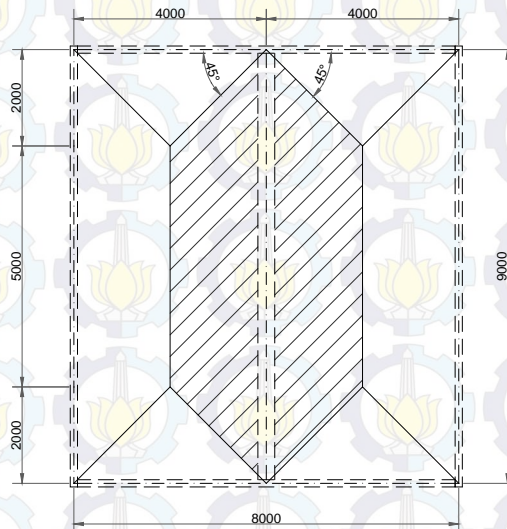




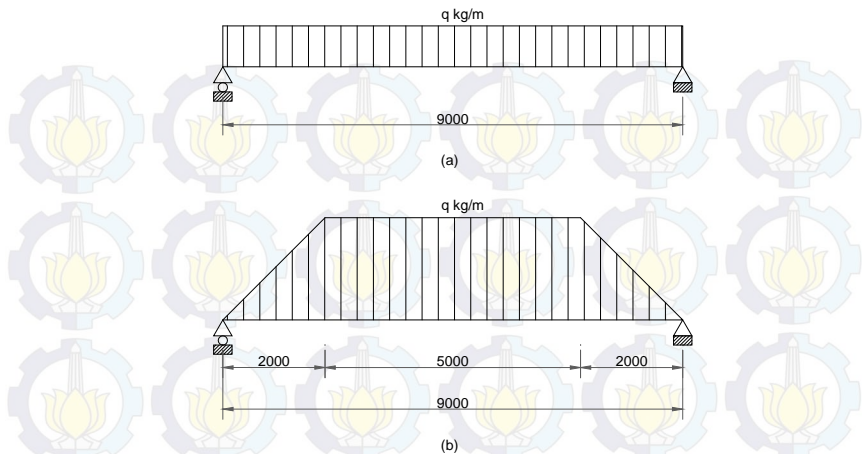
Gambar 5.7(a) Balok Setelah Komposit, (b) Balok *precast*

5.2.1 Pembebanan

Analisa beban pada balok akibat beban pelat dan beban hidup merata dapat dianalisis dengan membagi beban merata membentuk sudut 45° .



Gambar 5.8 Distribusi beban pada balok



Gambar 5.9 (a) Beban merata akibat berat sendiri balok, (b) Beban akibat berat plat dan beban hidup merata

Data rencana

Dimensi balok

$b = 350 \text{ mm}$

$h = 500 \text{ mm}$

Konsol

$h = 150 \text{ mm}$

$b = 100 \text{ mm}$

diameter tulangan lentur = 19 mm

$f_y = 390 \text{ MPa}$

diameter tulangan geser = 12 mm

$f_{yv} = 235 \text{ MPa}$

Spasi lapisan tulangan lentur = 30 mm

5.2.1.1 Pembebanan Sebelum Komposit

Kondisi sebelum komposit mempertimbangkan dua macam keadaan

- a) Kondisi pada saat beton *overtopping* belum dicor, sehingga beban yang bekerja adalah berat balok, berat pelat, dan beban hidup pekerja.

Beban mati (DL)

$$\text{Berat balok} = 0.5 \cdot 0.35 \cdot 2400 + \frac{0.15 + 0.1}{2} \cdot 2400$$

$$\text{Berat balok} = 720 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat pelat} = 0.1 \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 2 = 960 \text{ kg/m}$$

Beban hidup pekerja (LL)

$$\text{Beban hidup} = 100 \cdot 2 \cdot 2 = 400 \text{ kg/m}$$

Reaksi dan momen akibat berat balok

$$R = q \cdot \frac{l}{2} = 720 \cdot \frac{9}{2} = 3240 \text{ kg}$$

$$M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 720 \cdot 9^2 = 7290 \text{ kg.m}$$

Reaksi dan momen akibat berat pelat

$$R = \frac{q \cdot 5 + 0.5 \cdot q \cdot 2 \cdot 2}{2}$$

$$R = \frac{960 \cdot 5 + 0.5 \cdot 960 \cdot 2 \cdot 2}{2} = 3360 \text{ kg}$$

$$M = R \cdot \frac{9}{2} - q \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 2.5 \right) - q \cdot \frac{2.5^2}{2}$$

$$M = 3360 \cdot \frac{9}{2} - 960 \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 2.5 \right) - 960 \cdot \frac{2.5^2}{2}$$

$$M = 9080 \text{ kg.m}$$

Reaksi dan momen akibat beban hidup

$$R = \frac{q \cdot 5 + 0.5 \cdot q \cdot 2 \cdot 2}{2}$$

$$R = \frac{400 \cdot 5 + 0.5 \cdot 400 \cdot 2 \cdot 2}{2} = 1400 \text{ kg}$$

$$M = R \cdot \frac{9}{2} - q \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 2.5 \right) - q \cdot \frac{2.5^2}{2}$$

$$M = 1400 \cdot \frac{9}{2} - 400 \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 2.5 \right) - 400 \cdot \frac{2.5^2}{2}$$

$$M = 3783.333 \text{ kg.m}$$

Beban ultimate

Momen

$$M_u = 1.4DL = 1.4 (7290 + 9080) = 22918 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 1.2DL + 1.6LL$$

$$M_u = 1.2(7290 + 9080) + 1.6(3783.333)$$

$$M_u = 25697.333 \text{ kg.m}$$

Gaya Geser

$$V_u = 1.4V_{DL} = 1.4 (3240 + 3360) = 9240 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2(3240 + 3360) + 1.6(1400)$$

$$V_u = 10160 \text{ kg}$$

- b) Kondisi ketika belum komposit, saat beton *overlapping* telah dicor, sehingga beban yang bekerja adalah beban mati akibat berat balok, pelat *precast*, dan beton *overlapping*.

Beban mati (DL)

$$\text{Berat balok} = 0.6 \cdot 0.35 \cdot 2400 + \frac{0.15 + 0.1}{2} \cdot 2400$$

$$\text{Berat balok} = 804 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat pelat} = 0.15 \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 2 = 1440 \text{ kg/m}$$

Reaksi dan momen akibat berat balok

$$R = q \cdot \frac{l}{2} = 804 \cdot \frac{9}{2} = 3618 \text{ kg}$$

$$M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 804 \cdot 9^2 = 8140.5 \text{ kg.m}$$

Reaksi dan momen akibat berat pelat

$$R = \frac{q \cdot 5 + 0.5 \cdot q \cdot 2 \cdot 2}{2}$$

$$R = \frac{1440 \cdot 5 + 0.5 \cdot 1440 \cdot 2 \cdot 2}{2} = 5040 \text{ kg}$$

$$M = R \cdot \frac{9}{2} - q \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 2.5 \right) - q \cdot \frac{2.5^2}{2}$$

$$M = 5040 \cdot \frac{9}{2} - 1440 \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 2.5 \right) - 1440 \cdot \frac{2.5^2}{2}$$

$$M = 13620 \text{ kg.m}$$

Beban ultimate

Momen

$$M_u = 1.4DL = 1.4 (8140.5 + 13620) = 30464.7 \text{ kg.m}$$

Gaya Geser

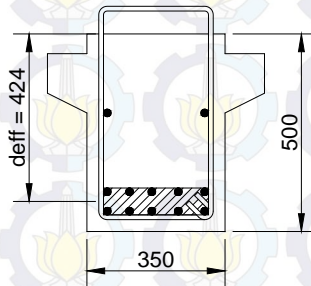
$$V_u = 1.4V_{DL} = 1.4 (3618 + 5040) = 8658 \text{ kg}$$

Beban rencana ultimate

$$M_u = 30464.7 \text{ kg.m} = 298756650.3 \text{ N.mm}$$

$$V_u = 10160 \text{ kg} = 99635.564 \text{ N}$$

5.2.1.2 Penulangan Sebelum Komposit Penulangan lentur



Gambar 5.10 Penulangan Balok Sebelum Komposit

$$\beta_1 = 0.835$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0.85 \cdot 30} = 15.294$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ tetapi tidak boleh kurang dari } \rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{30}}{390} = 0.0035 \leq \rho_{min} = \frac{1.4}{235} = 0.0036$$

$$\rho_{min} = 0.0036$$

$$\rho_{balance} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{balance} = 0.85 \cdot 0.835 \cdot \frac{30}{390} \left(\frac{600}{600+390} \right) = 0.033$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_{balance} = 0.75 \cdot 0.033 = 0.025$$

$$d_{eff} = h - d' - \text{dia. tulangan geser} - \frac{\text{dia. tulangan lentur}}{2}$$

$$d_{eff} = 500 - 30 - 12 - \frac{19}{2} = 448.5 \text{ mm}$$

$$b = 350 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{298756650.3}{0.8} = 373445813 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{373445813}{350 \cdot 448.5^2} = 5.304 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{15.294} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15.294 \cdot 5.304}{390}} \right) = 0.015$$

$$A_{st} = \rho \cdot b \cdot d = 0.015 \cdot 350 \cdot 448.5 = 2417.415 \text{ mm}^2$$

Pasang tulangan diameter 10 diameter 19 mm dalam dua lapisan.

$$A_{st} = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot 10 = \frac{3.14}{4} \cdot 19^2 \cdot 10 = 2835.287 \text{ mm}^2$$

$$d_{eff} = 500 - 30 - 12 - 19 - \frac{30}{2} = 424 \text{ mm}$$

Kontrol kapasitas momen penampang

$$T = A_{st} \cdot f_y = 2835.287 \cdot 390 = 1105762 \text{ N}$$

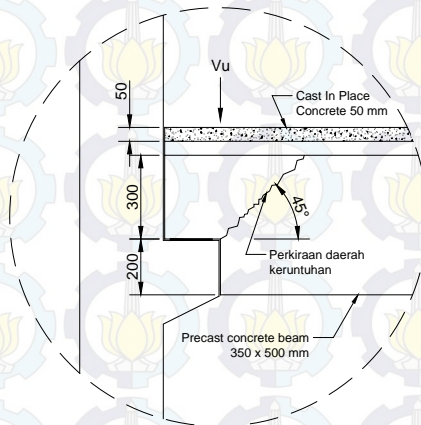
$$a = \frac{T}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1105762}{0.85 \cdot 30 \cdot 350} = 123.895 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi \cdot T \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.8 \cdot 1105762 \cdot \left(424 - \frac{123.895}{2}\right)$$

$$\phi Mn = 320275178 \text{ N.mm} > 298756650.3 \text{ N.mm}$$

Sehingga penampang aman menahan beban.

Penulangan geser



Gambar 5.11 Penampang Kritis Akibat Gaya Geser

$$d_{eff} = 300 - 30 - \frac{12}{2} = 264 \text{ mm}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{99635.564}{0.75} = 132847 \text{ N}$$

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d = 0.17 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 264$$

$$V_c = 86036.259 \text{ N}$$

Kontrol kondisi perencanaan geser

$$V_u > 0.5 \phi \cdot V_c$$

$$99635.564 > 0.5 \cdot 0.75 \cdot 86036.259 = 32263.597 \text{ N}$$

$$V_u > \phi V_c$$

$$99635.564 > 0.75 \cdot 86036.259 = 64527.195 \text{ N}$$

Sehingga tulangan geser harus disediakan sesuai *pasal 11.4.7.2*.

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = V_n - V_c = 132847 - 86036.259 = 46811.159 \text{ N}$$

Pasang sengkang dua kaki diameter 12 mm jarak 125 mm

$$A_v = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot 2 = \frac{3.14}{4} \cdot 12^2 \cdot 2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} = \frac{226.195 \cdot 235 \cdot 264}{125} = 112265 \text{ N}$$

$$V_{s, \text{aktual}} > V_{s, \text{perlu}}$$

$$112265 \text{ N} > 46811.159 \text{ N}$$

Kontrol spasi tulangan (pasal 11.4.5.1)

Spasi maksimum untuk tulangan geser yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu komponen struktur tidak boleh melebihi

$$\frac{d}{2} = \frac{264 \text{ mm}}{2} = 132 \text{ mm}$$

$$125 \leq 132 \text{ mm}$$

Sehingga spasi tulangan memenuhi syarat *pasal 11.4.5.1*.

5.2.1.3 Pembebanan Setelah Komposit

Pembebanan setelah komposit meliputi beban setelah beton overtopping telah mengering dan beban hidup hotel telah bekerja. Beban yang bekerja antara lain beban mati akibat berat sendiri komponen struktur, dan beban hidup merata hotel.

Beban mati (DL)

$$\text{Berat balok} = 0.6 \cdot 0.35 \cdot 2400 + \frac{0.15 + 0.1}{2} \cdot 2400$$

$$\text{Berat balok} = 804 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat pelat} = 0.15 \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 2 = 1440 \text{ kg/m}$$

Beban mati tambahan (berat plafond, ubin (1 cm), spesi (2 cm), dan plumbing) =

$$ADL = ((11 + 7) + (0.01 \cdot 2400) + (0.02 \cdot 2100) + 30) \cdot 2 \cdot 2$$

$$ADL = 456 \text{ kg/m}$$

Beban hidup pekerja (LL)

$$\text{Beban hidup} = 195.72 \cdot 2 \cdot 2 = 782.88 \text{ kg/m}$$

Reaksi dan momen akibat berat balok

$$R = q \cdot \frac{l}{2} = 804 \cdot \frac{9}{2} = 3618 \text{ kg}$$

$$M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 804 \cdot 9^2 = 8140.5 \text{ kg.m}$$

Reaksi dan momen akibat berat pelat

$$R = \frac{q \cdot 5 + 0.5 \cdot q \cdot 2 \cdot 2}{2}$$

$$R = \frac{1440 \cdot 5 + 0.5 \cdot 1440 \cdot 2 \cdot 2}{2} = 5040 \text{ kg}$$

$$M = R \cdot \frac{9}{2} - q \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 2.5 \right) - q \cdot \frac{2.5^2}{2}$$

$$M = 5040 \cdot \frac{9}{2} - 1440 \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 2.5 \right) - 1440 \cdot \frac{2.5^2}{2}$$

$$M = 13620 \text{ kg.m}$$

Reaksi dan momen akibat beban mati tambahan

$$R = \frac{q \cdot 5 + 0.5 \cdot q \cdot 2 \cdot 2}{2}$$

$$R = \frac{456 \cdot 5 + 0.5 \cdot 456 \cdot 2 \cdot 2}{2} = 1596 \text{ kg}$$

$$M = R \cdot \frac{9}{2} - q \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 2.5 \right) - q \cdot \frac{2.5^2}{2}$$

$$M = 1596 \cdot \frac{9}{2} - 456 \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 2.5 \right) - 456 \cdot \frac{2.5^2}{2}$$

$$M = 4313 \text{ kg.m}$$

Reaksi dan momen akibat beban hidup

$$R = \frac{q \cdot 5 + 0.5 \cdot q \cdot 2 \cdot 2}{2}$$

$$R = \frac{782.88 \cdot 5 + 0.5 \cdot 782.88 \cdot 2 \cdot 2}{2} = 2740.08 \text{ kg}$$

$$M = R \cdot \frac{9}{2} - q \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 2.5 \right) - q \cdot \frac{2.5^2}{2}$$

$$M = 2740.08 \cdot \frac{9}{2} - 782.88 \left(\frac{1}{3} \cdot 2 + 2.5 \right) - 782.88 \cdot \frac{2.5^2}{2}$$

$$M = 7404.74 \text{ kg.m}$$

Beban ultimate

Momen

$$M_u = 1.4DL = 1.4 (7290 + 9080 + 4313) = 28956.2 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 1.2DL + 1.6LL$$

$$M_u = 1.2(7290 + 9080 + 4313) + 1.6(7404.74)$$

$$M_u = 36667.184 \text{ kg.m}$$

Gaya Geser

$$V_u = 1.4V_{DL} = 1.4 (3618 + 5040 + 1596) = 14355.6 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.2DL + 1.6LL$$

$$V_u = 1.2(3618 + 5040 + 1596) + 1.6(2740.08)$$

$$V_u = 16688.928 \text{ kg}$$

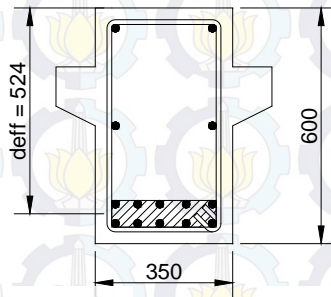
Beban ultimate rencana

$$M_u = 36667.184 \text{ kg.m} = 359582240 \text{ N.mm}$$

$$V_u = 16688.928 \text{ kg} = 163662 \text{ N}$$

5.2.1.4 Penulangan Sesudah Komposit

Penulangan lentur



Gambar 5.12 Penulangan Balok Setelah Komposit

$$M_u = 36667.184 \text{ kg.m} = 359582240 \text{ N.mm}$$

$$d_{eff} = h - d' - \text{dia.tulangan geser} - \text{dia.tulangan lentur} - \frac{ss}{2}$$

$$d_{eff} = 600 - 30 - 12 - 19 - \frac{30}{2} = 524 \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{359582240}{0.8} = 449477800 \text{ N.mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{449477800}{350 \cdot 524^2} = 4.677 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{15.294} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15.294 \cdot 4.677}{390}} \right) = 0.0134$$

$$Ast = \rho \cdot b \cdot d = 0.0134 \cdot 350 \cdot 524 = 2449.65 \text{ mm}^2$$

Pasang tulangan diameter 10 diameter 19 mm dalam dua lapisan.

$$Ast = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot 10 = \frac{3.14}{4} \cdot 19^2 \cdot 10 = 2835.287 \text{ mm}^2$$

Kontrol kapasitas momen penampang

$$T = Ast \cdot fy = 2835.287 \cdot 390 = 1105762 \text{ N}$$

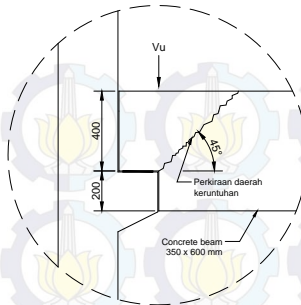
$$a = \frac{T}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{1105762}{0.85 \cdot 30 \cdot 350} = 123.895 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi \cdot T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.8 \cdot 1105762 \cdot \left(524 - \frac{123.895}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 408736144 \text{ N.mm} > 359582240 \text{ N.mm}$$

Sehingga penampang aman menahan beban.

Penulangan geser



Gambar 5.13 Penampang Kritis Akibat Gaya Geser

$$d_{eff} = 400 - 30 - \frac{12}{2} = 364 \text{ mm}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{163662}{0.75} = 218216 \text{ N}$$

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0.17 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 350 \cdot 364$$

$$V_c = 118626 \text{ N}$$

Kontrol kondisi perencanaan geser

$$V_u > 0.5 \phi \cdot V_c$$

$$163662 > 0.5 \cdot 0.75 \cdot 118626 = 44484.657 \text{ N}$$

$$V_u > \phi V_c$$

$$163662 > 0.75 \cdot 118626 = 88969.314 \text{ N}$$

Sehingga tulangan geser harus disediakan sesuai pasal 11.4.7.2.

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = V_n - V_c = 218216 - 118626 = 99590.248 \text{ N}$$

Pasang sengkang dua kaki diameter 12 mm jarak 125 mm

$$A_v = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot 2 = \frac{3.14}{4} \cdot 12^2 \cdot 2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} = \frac{226.195 \cdot 235 \cdot 364}{125} = 154790 \text{ N}$$

$$V_{s, \text{aktual}} > V_{s, \text{perlu}}$$

$$154790 \text{ N} > 99590.248 \text{ N}$$

Kontrol spasi tulangan (pasal 11.4.5.1)

Spasi maksimum untuk tulangan geser yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu komponen struktur tidak boleh melebihi

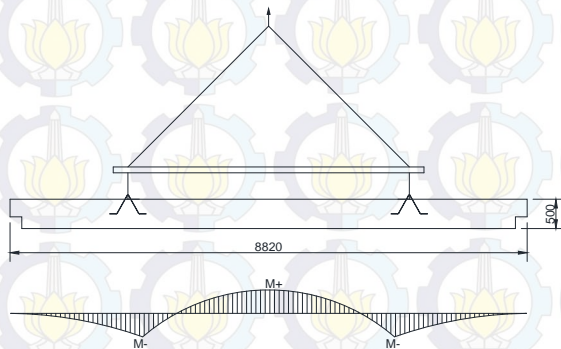
$$\frac{d}{2} = \frac{364 \text{ mm}}{2} = 182 \text{ mm}$$

$$125 \leq 182 \text{ mm}$$

Sehingga spasi tulangan memenuhi syarat *pasal 11.4.5.1*.

5.2.2 Perencanaan Pengangkatan Balok

Pengangkatan balok pracetak menimbulkan momen pada balok. Sehingga, kapasitas momen balok diperiksa untuk menghindari kegagalan elemen balok dalam menahan beban akibat pengangkatan.



Gambar 5.14 Pengangkatan Balok Pracetak
Nilai momen yang terjadi akibat pengangkatan yaitu

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \operatorname{tg} \theta^o}}{2 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{y_t}{y_b} \left(1 + \frac{4Y_c}{L \operatorname{tg} \theta^o} \right)} \right]}$$

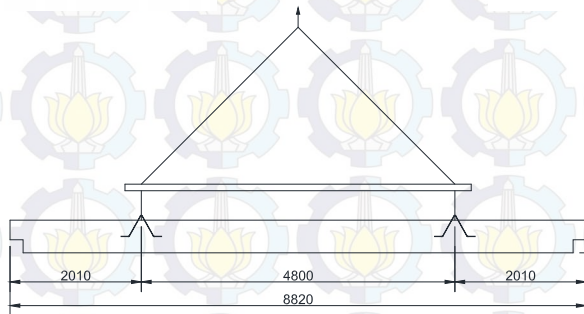
Perencanaan pengangkatan balok

$$y_t = y_b = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$y_c = y_t + 50 = 250 + 50 = 300 \text{ mm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \cdot 300}{8800 \cdot \operatorname{tg} 45^o}}{2 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{250}{250} \left(1 + \frac{4 \cdot 300}{8800 \cdot \operatorname{tg} 45^o} \right)} \right]} = 0.231$$

$$L_x = XL = 0.231 \cdot 8800 = 2031.174 \approx 2000 \text{ mm}$$



Gambar 5.15 Posisi titik angkat balok

Perencanaan Tulangan Angkat

Pembebanan

Untuk mensimulasikan beban kejut akibat pengangkatan, maka berat sendiri balok dikalikan dengan faktor kejut sebesar 1.2.

$$P_u = \frac{DL \cdot k}{2} = \frac{0.5 \cdot 0.35 \cdot 8.8 \cdot 2400 \cdot 1.2}{2} = 2217.6 \text{ kg}$$

$$P_u = 21747.227 \text{ N}$$

Tegangan ijin tulangan

$$\frac{f_y}{1.5} = \frac{390}{4} = 260 \text{ MP}$$

Diameter yang diperlukan

$$\phi = \sqrt{\frac{4 P_u}{\pi \cdot f_{ijin}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 21747.227}{3.14 \cdot 260}} = 10.320 \text{ mm}$$

Pakai tulangan angkat diameter 12 mm.

5.2.3 Kontrol Retak Akibat Pengangkatan

Pengangkatan balok akan menimbulkan tegangan pada balok yang dapat mengakibatkan retak pada beton. Sehingga, untuk mencegah hal tersebut, maka tegangan yang terjadi direncanakan agar tidak melebihi tegangan ijin f_r .

$$f_{r \text{ ijin}} = 2.264 \text{ MPa}$$

$$W = 0.5 \cdot 0.35 \cdot 2400 = 420 \text{ kg/m}$$

$$M_+ = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \tan \theta^o} \right) \cdot 1.2$$

$$M_+ = \frac{420 \cdot 8.8^2}{8} \left(1 - 4 \cdot 0.231 + \frac{4 \cdot 0.3}{8.8 \tan 45^o} \right) \cdot 1.2$$

$$M_+ = 1039.668 \text{ kg.m} = 10195664 \text{ N.mm}$$

$$M_- = \frac{WX^2L^2}{2} = \frac{420 \cdot 0.231^2 \cdot 8.8^2}{2} = 1039.668 \text{ kg.m}$$

$$M_- = -10195664 \text{ N.mm}$$

Section modulus

$$Z = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} \cdot 0.35 \cdot 0.5^2 = 14583333 \text{ mm}^3$$

Tegangan yang terjadi pada penampang

$$f = \frac{M}{Z} = \frac{10195664 \text{ N.mm}}{14583333 \text{ mm}^3} = 0.699 \text{ MP} < 2.264 \text{ MP}$$

Sehingga balok aman dari keretakan pada saat pengangkatan.

5.2.4 Kontrol Lendutan

Lendutan tidak perlu dikontrol karena dimensi balok lebih besar daripada dimensi minimum yang diberikan oleh *pasal 9.5.2.2 tabel 9.5(a)*.

5.3 Perencanaan Tangga

Data rencana

Tinggi lantai : 3300 mm

Tinggi bordes : 1650 mm

Lebar : 1350 mm

Tebal plat : 175 mm

Tinggi injakan (*riser*) : 165 mm

Lebar injakan (*threads*) : 275 mm

Nosing : 25 mm

Lebar bordes (*landing*) : 1200 mm

Jumlah tanjakan per panel : 10

Panjang total anak tangga : $10 \cdot 0.25 = 2.50 \text{ m}$

$$\text{panjang miring} = \sqrt{2.5^2 + 1.65^2} = 2.995 \text{ m}$$

Sudut kemiringan

$$\text{arc tan } \alpha = \text{arc tan } \frac{1.65}{2.5} = 33.425^\circ$$

Diameter tulangan = 12 mm

Selimit beton = 30 mm

f_y = 390 MPa

f'_c = 30 MPa

5.3.1 Pembebanan

Beban hidup : $4.79 \text{ kN/m}^2 = 488 \approx 490 \text{ kg/m}$

Beban mati

Berat plat : $0.175 \cdot 1.35 \cdot 2400 \cdot = 567 \text{ kg/m}$

Berat anak tangga per meter :

$$\frac{0.275 \cdot 0.165 \cdot 1.35 \cdot 2400 \cdot 10}{2.995} = 490.8 \text{ kg/m}$$

Railing : 50 kg/m

Beban ultimate

Beban anak tangga

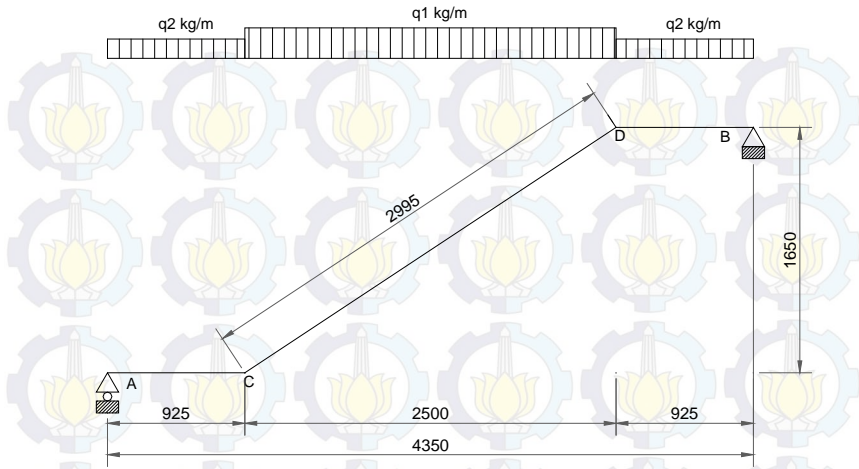
$$q_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 (567 + 490.8 + 50) + 1.6 (540)$$

$$q_1 = 2193.36 \text{ kg/m}$$

Beban Bordes

$$q_2 = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 (567) + 1.6 (490) = 1464.4 \text{ kg}$$

Momen



Gambar 5.16 Model Mekanika Tangga Pracetak

Reaksi Perletakan

$$\sum M_B = 0$$

$$\sum M_B = R_A \cdot 4.35 - q_2 \cdot 0.925 \cdot \left(4.35 - \frac{0.925}{2}\right) - q_1 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{2.5}{2} + 0.925\right) - q_2 \cdot \frac{0.925^2}{2}$$

$$R_A \cdot 4.35 = q_2 \cdot 0.925 \cdot \left(4.35 - \frac{0.925}{2}\right) + q_1 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{2.5}{2} + 0.925\right) + q_2 \cdot \frac{0.925^2}{2}$$

$$R_A \cdot 4.35 = 1464.4 \cdot 0.925 \cdot \left(4.35 - \frac{0.925}{2}\right) + 2193.36 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{2.5}{2} + 0.925\right) + 1464.4 \cdot \frac{0.925^2}{2}$$

$$R_A = \frac{17818.774}{4.35} = 4096.27 \text{ kg}$$

Karena simetris, maka reaksi titik B sama dengan reaksi di titik A.

$$R_B = R_A = 4096.27 \text{ kg}$$

Kontrol

$$\sum V = 0$$

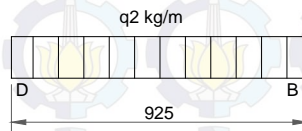
$$\sum V = R_A + R_B - q_1 \cdot 2.5 - q_2 \cdot 0.925 \cdot 2$$

$$\sum V = 4096.27 + 4096.27 - 2193.36 \cdot 2.5 - 1464.4 \cdot 0.925 \cdot 2$$

$$\sum V = 0$$

Gaya dalam (Free Body Diagram)

Batang BD



Gambar 5.17 Batang BD

Momen

$$M_D = R_B \cdot 0.925 - q_2 \cdot \frac{0.925^2}{2}$$

$$M_D = 4096.27 \cdot 0.925 - 1464.4 \cdot \frac{0.925^2}{2} = 3162.561 \text{ kg.m}$$

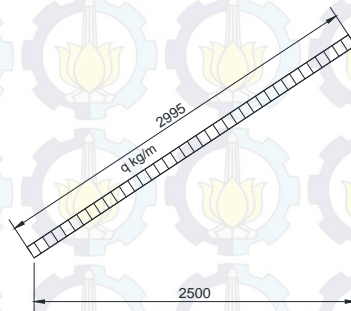
Gaya Lintang

$$V_D = -R_B + q_2 \cdot 0.925 = -3165.136 + 1464.4 \cdot 0.925$$

$$V_D = -2741.7 \text{ kg}$$

Gaya Normal

$$H_D = 0$$

Batang CD

Gambar 5.18 Batang CD

Momen

$$M_C = V_D \cdot \cos 33.425^\circ \cdot \frac{2.995}{2} - q_1 \cdot \cos 33.425^\circ \cdot \frac{2.995^2}{2} \cdot \frac{1}{4} + M_D$$

$$M_C = 2741.7 \cdot \cos 33.425^\circ \cdot \frac{2.995}{2} - 2193.36 \cdot \cos 33.425^\circ \cdot \frac{2.995^2}{2} \cdot \frac{1}{4} + 3162.561$$

$$M_C = 4876.124 \text{ kg.m}$$

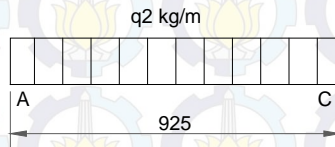
Gaya Lintang

$$V_C = (-V_D + q_1 \cdot 2.5) \cos 33.425^\circ = 2288.244 \text{ kg}$$

Gaya Normal

$$H_C = 0$$

Batang AC



Gambar 5.19 Batang AC

Momen

$$M_C = R_A \cdot 0.925 - q_2 \cdot \frac{0.925^2}{2}$$

$$M_D = 4096.27 \cdot 0.925 - 1464.4 \cdot \frac{0.925^2}{2} = 3162.561 \text{ kg.m}$$

Gaya Lintang

$$V_C = R_A - q_2 \cdot 0.925 = 3165.136 - 1464.4 \cdot 0.925$$

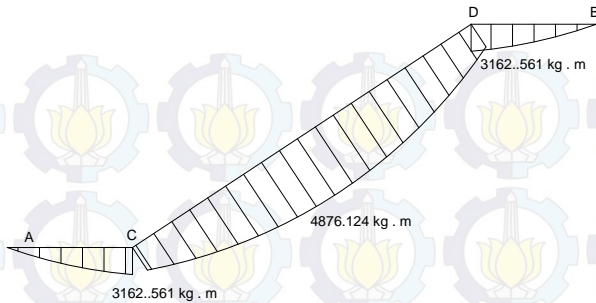
$$V_C = 2741.7 \text{ kg}$$

Momen Maksimum

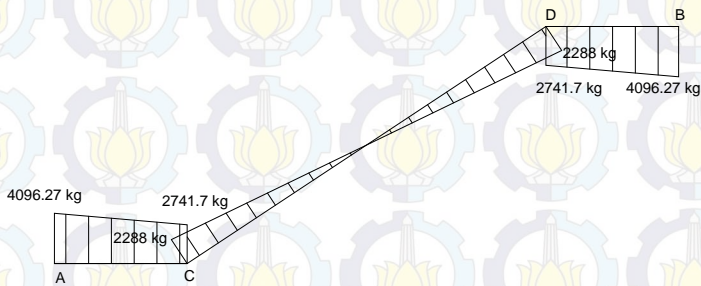
$$M_{max} = V_D \cdot \cos 33.425^\circ \cdot \frac{2.995}{2} - q_1 \cdot 2.5 \cdot \cos 33.425^\circ \cdot \frac{2.995}{4} + M_D$$

$$M_{max} = 2741.7 \cdot \cos 33.425^\circ \cdot \frac{2.995}{2} - 2193.36 \cdot 2.5 \cdot \cos 33.425^\circ \cdot \frac{2.995}{4} + 3162.561$$

$$M_{max} = 4876.124 \text{ kg.m}$$



Gambar 5.20 Diagram Momen Tangga Pracetak



Gambar 5.21 Diagram Gaya Geser Tangga Pracetak

5.3.2 Penulangan Pelat Tangga

$$\beta_1 = 0.836$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0.85 \cdot 30} = 15.294$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ tetapi tidak boleh kurang dari } \rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{30}}{390} = 0.0035 \leq \rho_{min} = \frac{1.4}{235} = 0.0036$$

$$\rho_{min} = 0.0036$$

$$\rho_{balance} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{balance} = 0.85 \cdot 0.835 \cdot \frac{30}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) = 0.033$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_{balance} = 0.75 \cdot 0.033 = 0.025$$

$$d_{eff} = h - d' - \frac{\text{diameter tulangan}}{2}$$

$$d_{eff} = 175 - 30 - \frac{13}{2} = 139 \text{ mm}$$

$$b = 1350 \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{4876.124}{0.8} = 6095.155 \text{ kg.m}$$

$$Mn = 59793470.5 \text{ N.mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{59793470.5}{1350 \cdot 139^2} = 2.309 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{15.294} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15.294 \cdot 2.309}{390}} \right) = 0.0062$$

$$Ast = \rho \cdot b \cdot d = 0.0062 \cdot 1350 \cdot 139 = 1162 \text{ mm}$$

Pasang tulangan diameter 13 jarak 150 mm.

$$Ast = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot \frac{1350}{s} = \frac{3.14}{4} \cdot 13^2 \cdot \frac{1350}{150} = 1195 \text{ mm}^2$$

Kontrol kapasitas momen penampang

$$T = A_{st} \cdot f_y = 1195 \cdot 390 = 465890 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{177185.826}{0.85 \cdot 30 \cdot 1000} = 13.533 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi \cdot T \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.8 \cdot 465890 \cdot \left(139 - \frac{13.533}{2}\right)$$

$$\phi Mn = 61373251 \text{ N.mm} > 59793470.5 \text{ N.mm}$$

Kontrol spasi tulangan

$$s \leq 2h = 2 \cdot 175 = 350 \text{ mm}$$

$$150 \leq 350 \text{ mm}$$

Sehingga penampang aman menahan beban.

Tulangan Pembagi

Tulangan susut disediakan sesuai dengan pasal 7.12

$$\rho = 0.0018$$

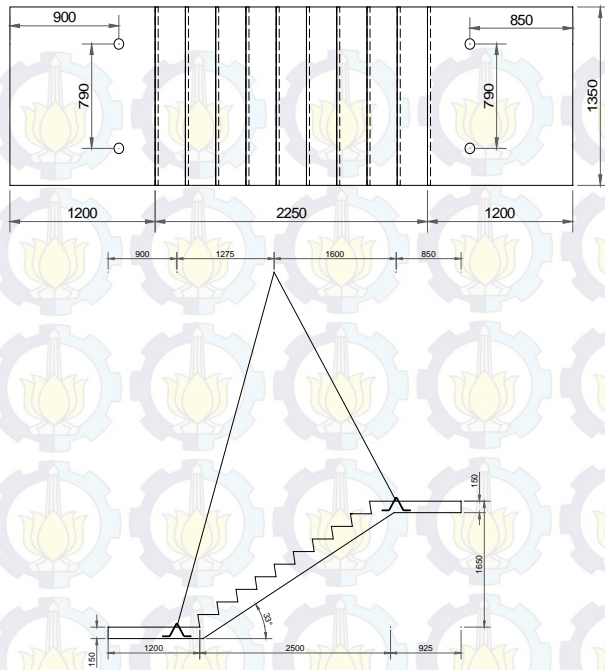
$$A_s = \rho \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 1350 \cdot 175 = 425.25 \text{ mm}^2$$

Pasang tulangan diameter 8 jarak 150 mm.

$$A_s = \frac{\pi}{4} \cdot 8^2 \cdot \frac{1350}{150} = 452.389 \text{ mm}^2$$

5.3.3 Perencanaan Pengangkatan Panel Tangga

Proses pengangkatan panel tangga pracetak menimbulkan momen pada panel tangga. Sehingga, kapasitas momen panel tangga dikontrol pada saat pengangkatan agar tidak terjadi kegagalan atau retak pada panel akibat tidak mampu menahan gaya yang terjadi. Akibat pengangkatan, menimbulkan gaya kejut akibat pergoyangan panel saat pengangkatan, sehingga pada perhitungan pengangkatan, berat sendiri panel dikalikan dengan koefisien kejut yaitu 1.2.



Gambar 5.22 a) Denah Tangga. b) Rencana Pengangkatan

Perencanaan Tulangan Angkat

$$W_{pelat} = 1.2(W_{bordes} + W_{tangga})$$

$$W_{pelat} = 1.2(0.175 \cdot 1.35 \cdot 1.2 \cdot 2.4 \cdot 2 + 0.175 \cdot 1.35 \cdot 2.995 \cdot 2.4)$$

$$W_{pelat} = 3.671 \text{ t}$$

$$W_u = 1.4D = 1.4 \cdot 3.671 = 5.139 \text{ t}$$

Gaya angkat tiap tulangan

$$T_u = 1.285 \text{ t} = 12605.85 \text{ N}$$

Tegangan Tarik ijin baja

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{f_y}{SF} = \frac{235}{1.5} = 156.667 \text{ MP}$$

Diameter tulangan angkat

$$\phi = \sqrt{\frac{4T_u}{\pi \cdot f_{ijin}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 12605.85}{3.14 \cdot 156.667}} = 10.122 \text{ mm}$$

Pakai tulangan angkat diameter 12 mm.

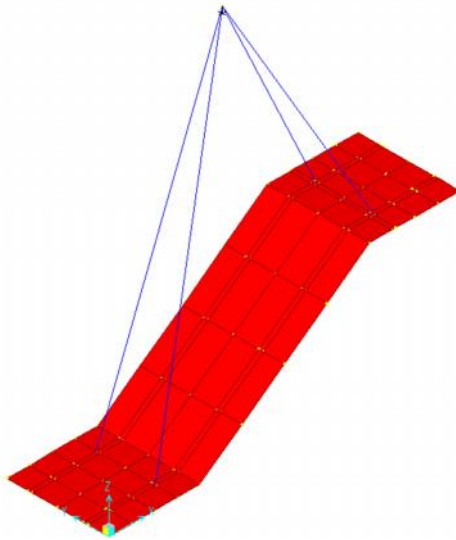
Kontrol Kapasitas Momen Akibat Pengangkatan

$$f_r = 3.396 \text{ MP}$$

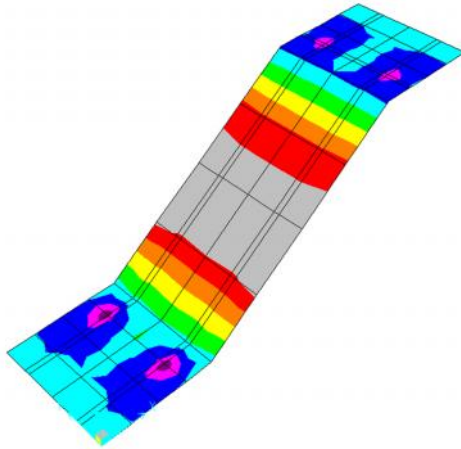
$$y_c = \frac{h}{2} = \frac{175}{2} = 87.5 \text{ mm}$$

$$w = h_{pelat} \cdot 2400 = 0.175 \cdot 2400 = 420 \text{ kg/m}^2$$

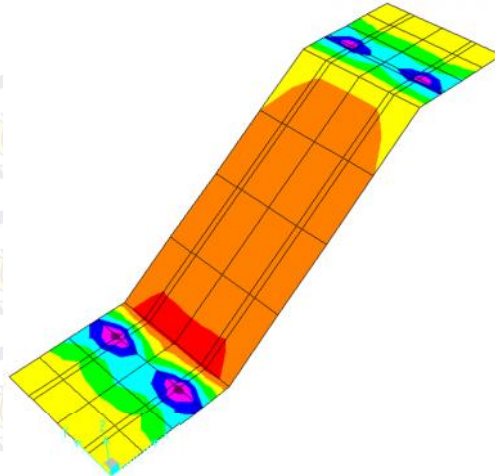
Nilai momen dianalisa dengan program SAP2000 dengan memodelkan kondisi tangga saat pengangkatan sebagai plat yang digantung pada kabel.



Gambar 5.23 Model tangga dengan SAP2000



Gambar 5.24 Momen arah x



Gambar 5.25 Momen arah y

$$M_x = 4500 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_y = 7000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$f_{ci} = 0.4f'c = 0.4 \cdot 30 = 12 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0.62 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_{ci}} = 0.62 \cdot \sqrt{12} = 3.396 \text{ MPa}$$

$$f_{rijin} = \frac{3.396 \text{ MPa}}{SF} = \frac{3.396 \text{ MP}}{1.5} = 2.264 \text{ MP}$$

Kontrol terhadap M_x

$$b_{eff} = 15h \text{ atau } \frac{b}{2} \text{ ambil yang lebih kecil}$$

$$b_{eff} = 15 \cdot 175 = 2625 \text{ mm atau } \frac{4350}{2} = 2175 \text{ mm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \cdot b_{eff} \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 2175 \cdot 175^2 = 11101562.5 \text{ mm}^3$$

Tegangan pada pelat akibut pengangkatan

$$f_r = \frac{M_y}{Z} = \frac{4500}{11101562.5} = 0.00041 \text{ N/mm}^2$$

$$0.00041 < 2.264 \text{ MP}$$

Kontrol terhadap M_y

$$b_{eff} = \frac{a}{2} = \frac{1350}{2} = 675 \text{ mm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \cdot b_{eff} \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 675 \cdot 175^2 = 3445312.5 \text{ mm}^3$$

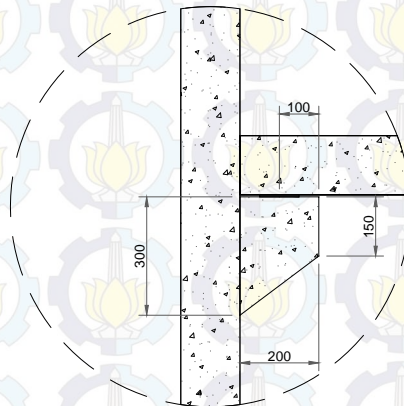
Tegangan pada pelat akibat pengangkatan

$$f_r = \frac{M_y}{Z} = \frac{7000}{3445312.5} = 0.00203 \text{ N}$$

$$0.00203 < 2.264 \text{ MP}$$

Sehingga pelat masih aman saat pengangkatan.

5.3.4 Perencanaan Konsol Penumpu Bordes



Gambar 5.26 Konsol Penumpu Bordes

Data rencana

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{diameter tulangan} = 12 \text{ mm}$$

$$d' = 30 \text{ mm}$$

$$a_v = 100 \text{ mm}$$

$$d_{eff} = h - d' - \frac{\text{diameter tulangan}}{2} = 300 - 30 - \frac{12}{2}$$

$$d_{eff} = 264 \text{ mm}$$

5.3.4.1 Pembebanan

Pembebanan pada konsol direncanakan per meter panjang. Beban pada konsol merupakan reaksi dari beban anak tangga.

$$P_u = \frac{R_A}{b} = \frac{4096.27 \text{ kg.m}}{1350 \text{ kg}} = 3034.274 \text{ kg}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{3034.274}{0.75} = 4045.699 \text{ kg} = 39688.304 \text{ N}$$

$$N_u = 0.2 P_u = 0.2 \cdot 3034.274 = 606.855 \text{ kg} = 5953.246 \text{ N}$$

$$M_u = P_u \cdot a_v + N_u \cdot (h - d)$$

$$M_u = 3034.274 \cdot 100 + 606.855 \cdot (300 - 264)$$

$$M_u = 325274.2 \text{ kg.mm} = 3190940 \text{ N.mm}$$

Syarat pasal 11.8.3

$$V_n \leq 0.2 \cdot f'c \cdot b_w \cdot d$$

$$3034.274 \leq 0.2 \cdot 30 \cdot 1000 \cdot 264 = 1584000 \text{ N}$$

$$V_n \leq (3.3 + 0.08 f'c) \cdot b_w \cdot d$$

$$3034.274 \leq (3.3 + 0.08 \cdot 30) \cdot 1000 \cdot 264 = 1504800 \text{ N}$$

$$V_n \leq 11 \cdot b_w \cdot d = 11 \cdot 1000 \cdot 264 = 2904000 \text{ N}$$

Sehingga gaya P_n memenuhi syarat pasal 11.8.3.

5.3.4.2 Penulangan Konsol Penumpu Tangga

Penulangan Lentur

Rasio tulangan minimum sesuai pasal 11.8.5

$$\frac{A_{sc}}{b \cdot d} = \frac{0.04 f'c}{f_y} = \frac{0.04 \cdot 30}{235} = 0.0051$$

$$A_{sc} = 0.04 \frac{f'c}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{sc} = 0.04 \cdot \frac{30}{235} \cdot 1000 \cdot 264 = 1348.085 \text{ mm}^2$$

$$\beta_1 = 0.836$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f'c} = \frac{235}{0.85 \cdot 30} = 9.216$$

$$\rho_{balance} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{balance} = 0.85 \cdot 0.836 \cdot \frac{30}{235} \left(\frac{600}{600 + 235} \right) = 0.0652$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_{balance} = 0.75 \cdot 0.0652 = 0.0489$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{3190940}{0.75} = 4254586 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{4254586}{1000 \cdot 264^2} = 0.061 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{9.216} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 9.216 \cdot 0.061}{235}} \right) = 0.00026$$

Karena rasio tulangan yang diperlukan lebih kecil dari rasio tulangan minimum, maka luas tulangan menggunakan luas tulangan minimum. Luas tulangan penahan momen M_n adalah

$$A_f = 0.00026 \cdot 1000 \cdot 264 = 68.66 \text{ mm}^2$$

Penulangan terhadap gaya tarik N_{uc}

Luas tulangan A_n yang menahan gaya tarik N_{uc} pada pasal 11.8.3.4

$$\phi \cdot A_n \cdot f_y \geq N_{uc}$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \cdot f_y} = \frac{5953.246}{0.75 \cdot 235} = 3.443 \text{ mm}^2$$

Penulangan geser V_u

Luas tulangan yang menahan geser V_u

$$V_n = 39688.304 \text{ N}$$

$$\mu = 1.4 \lambda$$

$\lambda = 1.0$ untuk beton berat normal

$$V_n = A_{vf} \cdot f_y \cdot \mu$$

$$39688.304 = A_{vf} \cdot 235 \cdot (1.4 \cdot 1)$$

$$A_{vf} = \frac{39688.304}{235 \cdot 1.4} = 120.633 \text{ mm}^2$$

Pasang tulangan 2 buah diameter 12 mm.

$$A_{vf} = \frac{3.14}{4} \cdot 12^2 \cdot 2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan utama A_{sc} sesuai dengan pasal 11.8.3.5 harus diambil yang lebih besar dari

$$A_{sc} = A_f + A_n = 68.66 + 3.443 = 72.104 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} = \frac{2A_{vf}}{3} + A_n = \frac{2 \cdot 120.633}{3} + 3.443 = 154.24 \text{ mm}^2$$

Karena luas tulangan yang diperlukan lebih kecil dari luas tulangan minimum sesuai dengan *pasal 11.8.5*, maka dipakai luas tulangan minimum

$$A_{sc} = 1348.085 \text{ mm}^2$$

Pasang tulangan diameter 12 jarak 75 mm.

$$A_{sc} = \frac{3.14}{4} \cdot 12^2 \cdot \frac{1000}{75} = 1507.964 \text{ mm}^2$$

Sengkan pengikat tulangan tarik utama

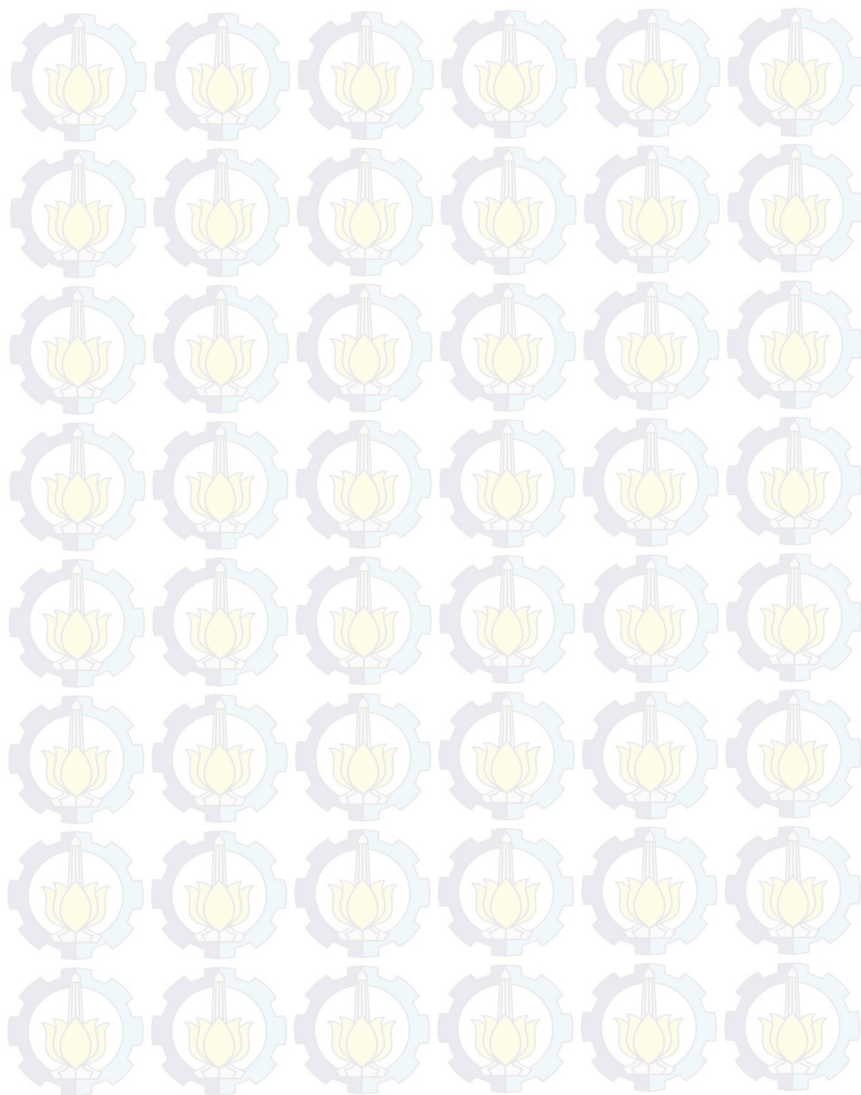
$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_h) = 0.5 (1507.964 - 3.443)$$

$$A_h = 672.321 \text{ mm}^2$$

Pasang tulangan 6 buah diameter 12 mm.

$$A_{sc} = \frac{3.14}{4} \cdot 12^2 \cdot 6 = 678.584 \text{ mm}^2$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”.

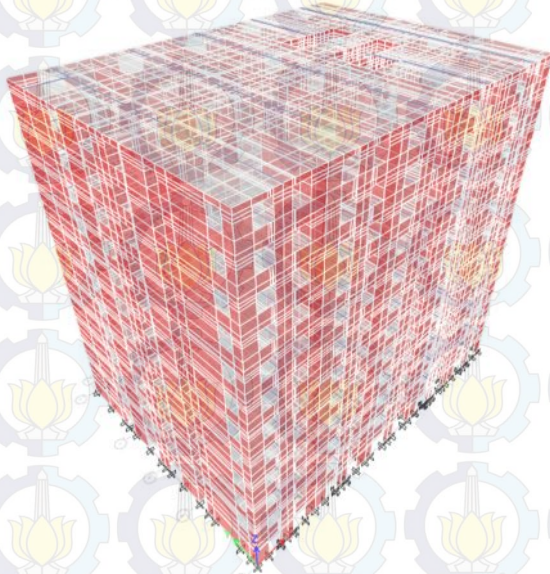


BAB VI

ANALISA STRUKTUR DAN PEMBEBANAN STRUKTUR UTAMA

6.1 Umum

Analisa pembebanan struktur utama dilakukan untuk mendapatkan input beban-beban yang akan dimasukkan dalam analisa struktur. Selanjutnya, analisa struktur dilakukan untuk mengetahui perilaku struktur terhadap berbagai kondisi yang mungkin terjadi. Analisa struktur tersebut, akan menghasilkan output berupa gaya-gaya dalam, defleksi, dan output lainnya yang berguna untuk mendesain struktur. Permodelan struktur pada analisa struktur menggunakan program bantu *ETABS 2013*. Dinding struktur dimodelkan sebagai pelat dinding (*wall*) dan balok-balok dimodelkan sebagai *frame*.



Gambar 6.1 Permodelan Struktur Gedung

Data desain :

Nama gedung : Hotel Swiss Bell Darmo Centrum

Fungsi : Hunian, residential

Jumlah Lantai : 12

Tinggi lantai : 3.3 m

Tinggi bangunan : 39.6 m

Luas bangunan : 1200 m²

Struktur bangunan : Sistem dinding penumpu,
beton bertulang pracetak

Jenis tanah : tanah sedang

6.2 Pembebanan Struktur Utama

6.2.1 Pembebanan Vertikal

1. Beban mati

Beban mati yang bekerja adalah berat sendiri struktur, dan beban mati tambahan akibat utilitas seperti, plumbing, atau *finishing*. Beban mati akibat berat struktur diperhitungkan secara otomatis oleh program *ETABS*, sedangkan beban mati tambahan (*additional dead load*) di-input secara manual pada saat permodelan. Besarnya beban mati tambahan yaitu

$$\text{Plafond} + \text{penggantung} = 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ubin (1 cm)} = 0.01 \times 2400 = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (2 cm)} = 0.02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sanitasi dan plumbing} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total (ADL)} = 114 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Dinding setengah bata} = 3.3 \text{ m} \cdot 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Dinding setengah bata} = 825 \text{ kg/m}$$

Untuk beban mati tambahan lantai atap

$$\text{Plafond} + \text{penggantung} = 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sanitasi dan plumbing} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Aspal (2cm)} = 2 \cdot 14 = 28 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total (ADL)} = 76 \text{ kg/m}^2$$

2. Beban hidup hotel

$$\begin{aligned} \text{Untuk ruang pribadi} &= 1.92 \text{ kN/m}^2 \\ &= 195.786 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk ruang kantor} &= 2.40 \text{ kN/m}^2 \\ &= 244.732 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Untuk beban hidup lantai atap

$$\text{Beban hidup pekerja} = 100 \text{ kg/m}^2$$

6.2.2 Beban Hidup Tereduksi

Sesuai dengan pasal 4.8, maka semua beban hidup kecuali beban hidup atap, dapat dikurangi sesuai dengan persamaan yang diberikan pada pasal 4.8.1.

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{15}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right)$$

$$\begin{aligned} A_T &= (\text{Lebar} \cdot \text{Panjang}) - \text{Bukaan Tangga} \\ &\quad - \text{Bukaan ruang lift} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_T &= (40 \cdot 30) - (3.45 \cdot 2.75 \cdot 2) - (3.1 + 3.4) \cdot 8 \\ &= 1129.025 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$K_{LL} = 1$ (pasal 4.11 tabel 4.2)

Dengan syarat L tidak boleh kurang dari $0.5L_o$ untuk komponen struktur yang mendukung satu lantai, dan tidak boleh kurang dari $0.4L_o$ untuk struktur yang mendukung dua lantai atau lebih.

Tabel 6.1 Beban Hidup Tereduksi

No.	Lantai	n lantai dipikul	Fungsi	Beban Hidup Tereduksi, L (kg)
1	Dasar	-	Kantor	0
2	1	11	Kantor	97,893
3	2	10	Hunian	78,314
4	3	9	Hunian	78,314
5	4	8	Hunian	78,314
6	5	7	Hunian	78,314
7	6	6	Hunian	78,314
8	7	5	Hunian	78,314
9	8	4	Hunian	78,314
10	9	3	Hunian	78,314
11	10	2	Hunian	78,314
12	11	1	Kantor	122,366
13	Rooftop	0	Atap	100

6.2.3 Perhitungan Berat Struktur Bangunan

Berat struktur bangunan disini meliputi berat sendiri struktur. Ringkasan berat total struktur tersebut adalah sebagai berikut.

Tabel 6.2 Berat Total Struktur

No.	Lantai	Berat (kg)
1	Dasar	1,144,981
2	1	1,144,225
3	2	1,125,541
4	3	1,125,541
5	4	1,125,541
6	5	1,125,541
7	6	1,125,541
8	7	1,125,541
9	8	1,125,541
10	9	1,125,541
11	10	1,125,541
12	11	1,125,541
13	Rooftop (elevator)	41,095
	Total	13,585,716

6.2.4 Analisa Beban Gempa

6.2.4.1 Analisa Respons Spektra

Untuk mendesain gedung terhadap ketahanan gempa, maka digunakan grafik respons spektra sebagai metode analisa gaya gempa rencana dalam desain gedung. Untuk menentukan respons spektra tersebut, maka perlu dilakukan analisa terhadap kondisi dan parameter tanah bangunan sekitar.

6.2.4.2 Klasifikasi Situs

SNI 03-1726-2012 tabel 3 memberikan klasifikasi situs bangunan sebagai salah satu parameter desain respons spektra. Klasifikasi tersebut didasarkan pada kondisi tanah, sehingga perlu dilakukan analisa terhadap jenis tanah bangunan terlebih dahulu. Kedalaman tiang direncanakan pada kedalaman 30 m.

Tabel 6.3 Borlog *N-SPT*

Depth	N	N rata-rata	Depth	N	N rata-rata
0	0	0.0	21	17	6.2
1	0	0.0	22	19	6.8
2	0	0.0	23	20	7.3
3	5	5.0	24	21	7.9
4	5	5.2	25	36	9.0
5	6	5.3	26	50	10.6
6	6	5.5	27	48	12.0
7	5	5.3	28	46	13.2
8	3	5.0	29	47	14.3
9	2	3.3	30	48	15.5
10	2	3.0	31	49	16.5
11	2	2.7	32	50	17.6
12	2	2.5	33	32	18.0
13	5	2.7	34	14	17.9
14	7	3.0	35	18	17.9
15	10	3.5	36	21	18.0
16	11	3.9	37	20	18.0
17	11	4.4	38	19	18.1
18	12	4.8	39	20	18.1
19	13	5.2	40	21	18.2
20	14	5.7			

Dari *pasal 5.3 tabel 3*, dapat ditentukan bahwa gedung hotel SwissBell termasuk klasifikasi situs *SC*.

6.2.4.3 Parameter Respons Spektra

Untuk menentukan grafik respons spektra, maka diperlukan faktor amplifikasi yang ditentukan *pasal 6.2*. dari peta, sehingga diperoleh faktor

$$S_1 = 0.3, S_s = 0.5$$

Dari *table 4 dan 5* diperoleh koefisien situs F_a dan F_v

$$F_a = 1.4, F_v = 1.8$$

Sehingga dapat diperoleh

$$S_{M1} = F_v S_1 = 1.8 \cdot 0.3 = 0.54$$

$$S_{MS} = F_a S_s = 1.4 \cdot 0.5 = 0.7$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \cdot 0.54 = 0.36$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \cdot 0.7 = 0.47$$

6.2.4.4 Respons Spektra Desain

Untuk menentukan respons spektra desain, maka mengikuti tata cara yang diberikan pada pasal 6.4.

4. Untuk periode T yang lebih kecil dari T_0 , nilai respons spektra desain S_a , diambil dari persamaan

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

5. Untuk periode T lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , respons spektra desain S_a , sama dengan S_{DS} .
6. Untuk periode lebih besar dari T_s , spectrum respons desain S_a , diambil berdasarkan persamaan

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

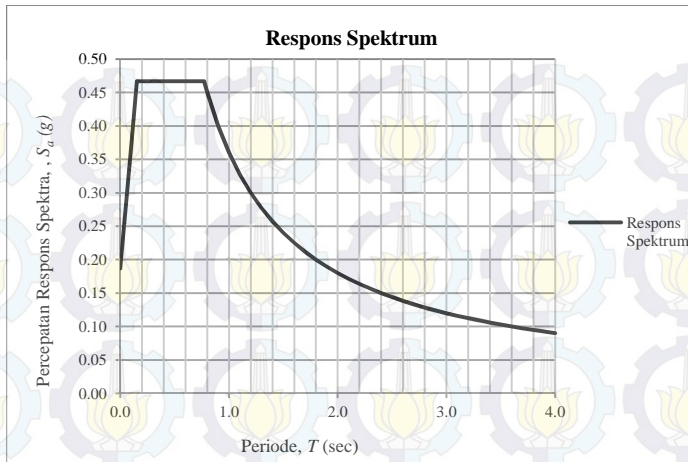
$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 \frac{0.36}{0.47} = 0.19$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.36}{0.47} = 0.77$$

Nilai dari parameter diatas, kemudian disajikan dalam table dan grafik respons spektra desain.

Tabel 6.4 Percepatan Gempa

T	Sa	T	Sa
0,00	0,19	2,10	0,17
0,10	0,37	2,20	0,16
0,15	0,47	2,30	0,16
0,20	0,47	2,40	0,15
0,30	0,47	2,50	0,14
0,40	0,47	2,60	0,14
0,50	0,47	2,70	0,13
0,60	0,47	2,80	0,13
0,70	0,47	2,90	0,12
0,77	0,47	3,00	0,12
0,80	0,45	3,10	0,12
0,90	0,40	3,20	0,11
1,00	0,36	3,30	0,11
1,10	0,33	3,40	0,11
1,20	0,30	3,50	0,10
1,30	0,28	3,60	0,10
1,40	0,26	3,70	0,10
1,50	0,24	3,80	0,09
1,60	0,23	3,90	0,09
1,70	0,21	4,00	0,09
1,80	0,20		
1,90	0,19		
2,00	0,18		



Gambar 6.2 Respons Spektra Rencana

6.2.4.5 Waktu Getar Alami

SNI 03-1726-2012 pasal membatasi gedung agar tidak terlalu fleksibel. Pembatasan tersebut dilakukan untuk mencegah kerusakan yang berlebih pada komponen. Salah satu formula untuk menghitung waktu getar alami (*fundamental natural period*) tersebut

$$T = \frac{0.09h}{\sqrt{d}}$$

Dimana d adalah panjang gedung dalam arah yang ditinjau, dan h adalah tinggi total gedung diukur dari taraf penjepitan.

Untuk arah x

$$T = \frac{(0.09 \cdot 39.6)}{\sqrt{40}} = 0.564 \text{ sec}$$

Untuk arah y

$$T = \frac{(0.09 \cdot 39.6)}{\sqrt{30}} = 0.651 \text{ sec}$$

Batas atas dari period getar diberikan oleh SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2.1. Koefisien C_t dan x masing-masing adalah 0.0488 dan 0.75.

$$T_a = C_t h_n^x = 0.0488 \cdot 39.6^{0.75} = 0.77$$

Koefisien batasan atas periode C_u adalah 1.4 sesuai pasal 7.8.2.1 tabel 14. Sehingga batas nilai periode natural adalah

$$C_u T_a = 1.4 \cdot 0.77 = 1.08 \text{ sec}$$

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik S_{D1}

Kelas situs bangunan SD (tanah sedang), dengan N rata-rata lebih besar dari 15 dan kurang dari 50.

$$T_x = 0.564 < 1.08 \text{ sec}$$

$$T_y = 0.651 < 1.08 \text{ sec}$$

Sehingga periode alami gedung memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2.1.

6.2.4.6 Pemilihan Sistem Struktur

Untuk menentukan sistem struktur, maka harus ditentukan terlebih dahulu kategori resiko bangunan. Bangunan hotel termasuk kategori resiko II dan factor keutamaan gempa I_e 1.0 sesuai dengan SNI 03-1726-2012 table 1 dan table 2. Untuk kategori desain seismic, dipilih sesuai dengan SNI 03-1726-2012 table 6.

$$S_{DS} = 0.47, S_{D1} = 0.36$$

Sehingga bangunan hotel SwissBell merupakan bangunan dengan kategori desain seismic C. Sedangkan sistem penahan gaya seismic dipilih sistem dinding penumpu pracetak menengah

untuk memenuhi persyaratan *pasal* 7.2.2, dengan koefisien modifikasi respons R sebesar 4.

6.2.5 Kombinasi Beban Metode Ultimit

SNI 03-2847-201x pasal 4.2.2 memberikan kombinasi pembebanan untuk desain elemen-elemen struktur atas dan bawah. Sehingga, elemen tersebut harus dirancang melebihi kuat dari kombinasi beban berfaktor tersebut.

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5L_r$
3. $1.2D + 1.6L_r + L$
4. $1.2D + L + 0.5L_r$
5. $1.2D + 1E + L$
6. $0.9D + 1E$

6.2.6 Gaya Geser Dasar Seismik Dan Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Sebagai perkiraan gaya geser dasar, maka dapat dihitung sesuai *pasal* 7.8.1.

Koefisien respons seismic

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.47}{\left(\frac{4}{1}\right)} = 0.117$$

Dan tidak boleh kurang dari

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e = 0.044 \cdot 0.47 \cdot 1 = 0.021$$

Gaya lateral ekuivalen

$$V = C_s W = 0.117 \cdot 13585716 = 1596322 \text{ kg}$$

Sebagai distribusi gaya lateral gempa tersebut, dipakai persamaan *pasal* 7.8.3

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

$$F_x = C_{vx} V$$

Factor k diambil sebesar 1.29 dari interpolasi nilai *pasal* 7.8.3.

BAB VII

DESAIN STRUKTUR PRIMER

7.1 Umum

Struktur primer gedung dirancang sedemikian rupa sehingga tidak hanya kuat dalam menahan beban gravitasi dan beban gempa, namun juga berperilaku daktail yang merupakan prinsip desain pokok dalam perancangan bangunan tahan gempa. Untuk memperoleh desain bangunan yang ekonomis dan berperilaku daktail, maka prosedur perencanaan dan detailing yang baik dan memenuhi standar perencanaan dibutuhkan bagi perencanaan bangunan.

Gedung hotel SwissBell ini didesain dengan elemen beton pracetak. Kelemahan sistem beton pracetak pada daerah gempa adalah kekurangan unsur kekakuan (*rigidity*) pada sistem struktur, karena elemen struktur tidak dibangun secara monolit, akan tetapi menggunakan sambungan baik sambungan basah dengan tulangan, atau sambungan kering dengan baut atau las. Sehingga, elemen sambungan yang daktail perlu diperhatikan. Sendi plastis diusahakan terjadi pada sambungan, sehingga bangunan tidak runtuh, namun tetap mempunyai sisa kekuatan sesaat setelah terjadi gempa.

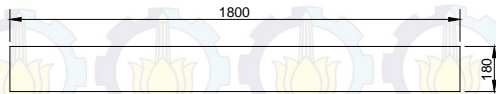
Beban-beban pada struktur, ditahan oleh dinding-dinding struktur. Beban tersebut dapat berupa gaya aksial, momen, dan gaya geser. Sehingga, dinding tersebut pada dasarnya merupakan pengganti kolom untuk memikul beban. Desain kekuatan beton elemen dinding mengacu pada *SNI 03-2847-201x*, dan desain terhadap gaya gempa mengacu pada *SNI 03-1726-201x*.

7.2 Desain Elemen Struktur Primer

7.2.1 Desain Dinding Struktur *Pier Type I*

Dinding struktur didesain untuk mampu menahan gaya-gaya yang bekerja baik beban gravitasi dan beban lateral gempa. Dinding struktur didesain dengan ketebalan 180 mm.

Data desain



Gambar 7.1 Pier Tipe 1

- Tebal dinding (t) = 180 mm
- Kuat tekan beton karakteristik $f'_c = 30$ MPa
- Selimut beton (d') = 30 mm
- Kuat tekan beton umur 28 hari $f'_c = 30$ MPa
- Kuat Tarik leleh baja tulangan utama 390 MPa
- Kuat Tarik leleh baja tulangan geser 235 MPa

Beban Desain

Tabel 7.1 Beban Desain

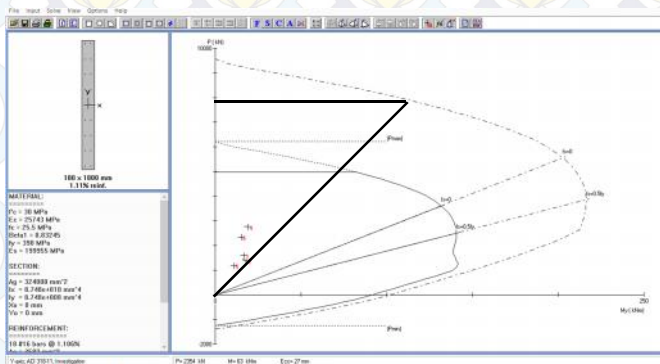
Pu (kN)	Mx (kN-m)	My (kN-m)	Vux (kN)	Vuy (kN)	Kombinasi
1015.572	17.75	44.134	75.229	10.916	1,4D
1413.421	18.293	43.47	74.721	11.3	1.2D + 1.6L + 0.5 Lr
1419.921	18.292	43.695	75.123	11.3	1.2D + 1.6Lr + L
1363.573	17.136	42.076	72.17	10.572	1.2D + L + 0.5Lr
1078.841	17.606	234.625	137.614	10.004	1.2D + Ex + L max
1606.706	16.671	317.334	363.964	16.815	1.2D + Ex + L min
81.563	19.681	139.34	75.573	7.443	1.2D + Ey + L max
2767.11	19.001	222.049	200.631	14.42	1.2D + Ey + L min
654.838	11.878	247.607	157.317	6.451	0.9D + Ex max
1182.703	10.943	304.352	242.969	7.584	0.9D + Ex Min
505.566	13.953	152.323	95.276	4.328	0.9D + Ey max
2343.107	15.242	209.067	180.928	10.866	0.9D + Ey Min

Untuk mengontrol kekuatan penampang pier terhadap beban berfaktor, maka digunakan program bantu *spCol* untuk mendapatkan diagram interaksi aksial-lentur (*P-M interaction diagram*). Kemudian, penampang dikontrol terhadap aksi *uniaxial* dan aksi *biaxial*. Kombinasi yang dipilih adalah

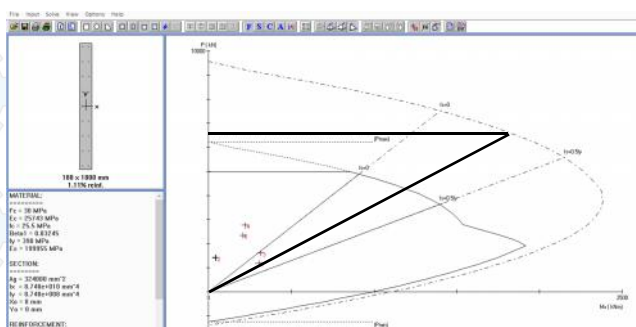
kombinasi beban aksial-momen yang menghasilkan kemiringan paling rendah, karena akan menghasilkan kuat terhadap gaya biaxial paling kecil. Kontrol terhadap aksi *biaxial* dilakukan dengan *reciprocal method*. Kombinasi beban yang menghasilkan kemiringan paling kritis adalah kombinasi $0.9D + E_y \text{ min.}$

7.2.1.1 Kontrol Aksi *Uniaxial*

Dari diagram interaksi aksial-momen di bawah, dapat dilihat bahwa seluruh beban berfaktor masih berada dalam wilayah diagram, sehingga penampang aman menahan beban baik dalam arah x maupun arah y .



Gambar 7.2 Diagram Interaksi Aksial-Momen Arah y



Gambar 7.3 Diagram Interaksi Aksial-Momen Arah x

7.2.1.2 Kontrol Aksi *Biaxial* (*Reciprocal Method*)

Beban aksial-momen yang bekerja pada struktur gedung umumnya merupakan beban *biaxial*. Sehingga, kekuatan penampang terhadap aksi *biaxial* harus dikontrol. *Bresler reciprocal method* memberikan persamaan untuk memperhitungkan kekuatan penampang terhadap aksi *biaxial*.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{no}}$$

Dari diagram interaksi *P-My* diperoleh

$$P_{ny} = 8029 \text{ kN}$$

Dari diagram interaksi *P-Mx* diperoleh

$$P_{nx} = 6780 \text{ kN}$$

Kekuatan beton terhadap beban aksial murni (*pure axial*)

$$P_{no} = 0.85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$A_g = 1800 \cdot 180 = 324000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = \frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \cdot 18 = 3582.11 \text{ mm}^2$$

$$P_{no} = 0.85 \cdot 30 (324000 - 3582.114) + 390 \cdot 3582.11$$

$$P_{no} = 9567.68 \text{ kN}$$

Kapasitas penampang terhadap aksi *biaxial*

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{6780} + \frac{1}{8029} - \frac{1}{9567.68} = \frac{87251161}{520832187950}$$

$$P_n = 5969.34 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.7 \cdot 5969.34 = 4178.54 \text{ kN} > 1182.70 \text{ kN}$$

Sehingga penampang aman terhadap aksi *biaxial*.

7.2.1.3 Desain *Pier Terhadap Gaya Geser*

Kekuatan geser nominal struktur tidak boleh melebihi

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y$$

(SNI 03-2847-201x pasal 21.9.4)

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{3300}{1800} = 1.833$$

Interpolasi nilai α_c

$$\alpha_c = 0.25 - (1.83 - 1.5) \frac{0.25 - 0.17}{2 - 1.5} = 0.197$$

Gaya geser nominal

$$V_n = \frac{363.96 \cdot 10^3}{0.75} = 485.285 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$d = 0.8 l_w = 0.8 \cdot 1800 = 1440 \text{ mm}$$

Gaya geser yang disumbangkan oleh beton merupakan nilai terkecil dari persamaan berikut

$$V_c = 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} \quad (1)$$

$$V_c = \left[0.05 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.1 \lambda \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \quad (2)$$

Persamaan (1)

$$M_u = 3.173 \cdot 10^8 \text{ N.mm}$$

$$N_u = 81563 \text{ N}$$

$$V_c = 0.27 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 180 \cdot 1440 + \frac{81.563 \cdot 1440}{4 \cdot 1800} = 399.631 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Persamaan (2)

Kontrol

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{3.173 \cdot 10^8}{363.96 \cdot 10^3} - \frac{1800}{2} = -0.85 \text{ mm}$$

Sehingga persamaan (2) tidak berlaku bernilai negative sesuai dengan pasal 11.9.6.

Gaya geser maksimum yang diijinkan sesuai pasal 21.9.4.4

$$A_{cv} = 1800 \cdot 180 = 324000 \text{ mm}^2$$

$$V_{n \max} = 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c} = 0.66 \cdot 324000 \cdot \sqrt{30}$$

$$V_{n \max} = 1171.25 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Jumlah tirai tulangan minimum dua tirai bila

$$V_u > 0.17 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (\text{pasal 21.9.2.2})$$

$$363.96 \cdot 10^3 > 0.17 \cdot 324000 \cdot \sqrt{30} = 301.69 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Sehingga pada *pier* paling sedikit dipasang dua tirai tulangan.

Luas tulangan geser yang diperlukan

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan adalah

$$V_s = V_n - V_c = 485.29 \cdot 10^3 - 399.361 \cdot 10^3 = 85.655 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Kuat geser tulangan terpasang

Direncanakan dipasang tulangan geser diameter 12 dengan jarak 250 mm.

$$A_v = \frac{\pi}{4} \cdot 12^2 \cdot 2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{226.195 \cdot 235 \cdot 1440}{250} = 306.18 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Sehingga penampang aman menahan beban.

Kuat Geser Nominal Maksimum (pasal 11.9.3)

Gaya geser nominal pada penampang horisontal untuk geser bidang dinding tidak boleh diambil lebih besar dari

$$0.83 \sqrt{f'_c} b_w d = 0.83 \sqrt{30} \cdot 180 \cdot 1440 = 1178.348 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Atau

$$\rho_t = \frac{A_v}{s t} = \frac{226.19}{200^2 \cdot 180} = 0.00628$$

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$V_n = 324000 \cdot 0.197 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + 0.0050 \cdot 235 = 731.73 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Kuat geser penampang *pier*

$$V_n = V_c + V_s = 399.63 \cdot 10^3 + 306.18 \cdot 10^3 = 705.81 \cdot 10^3 \text{ kN} < 731.73 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Sehingga, perencanaan terhadap gaya geser memenuhi syarat pasal 11.9.3.

7.2.1.4 Kontrol Elemen Pembatas Khusus (Boundary Element Check)

Pasal 21.10 memberikan persyaratan untuk dinding struktur khusus, harus diberikan elemen pembatas khusus jika salah satu atau dua syarat berikut dipenuhi.

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} \quad (1)$$

$$\sigma_c > 0.2 f'c \quad (2)$$

Syarat pertama (1)

$$a = \frac{A_{st} f_y}{0.85 f'c b} = \frac{3582.11 \cdot 390}{0.85 \cdot 30 \cdot 180} = 304.363 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{304.363}{0.836} = 364.195 \text{ mm}$$

Dari program bantu diperoleh defleksi

$$\delta = 5.11 \text{ mm}$$

$$\delta_u = 5.11 \cdot 4 = 20.44 \text{ mm}$$

$$\frac{1800}{600 \left(\frac{20.44}{3300} \right)} = 484.34 \text{ mm} > 364.195 \text{ mm}$$

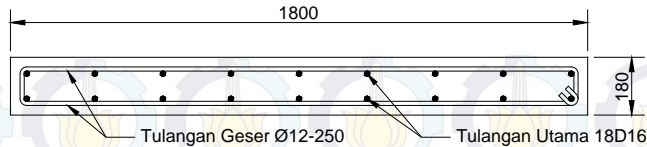
Syarat kedua (2)

$$0.2 f'c = 6 \text{ MP}$$

Dari program ETABS diperoleh tegangan beton

$$\sigma_c = 1,858 \text{ MP} < 6 \text{ MP}$$

Karena kedua syarat tidak dipenuhi, maka tidak diperlukan detailing pada elemen pembatas (*boundary element*) khusus.

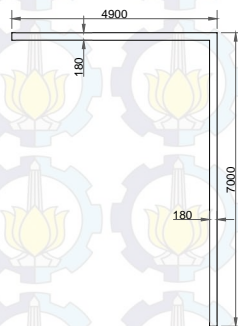


Gambar 7.4 Penulangan Pier Type I

7.2.2 Desain Dinding Struktur *Pier* Tipe II

Dinding struktur didesain untuk mampu menahan gaya-gaya yang bekerja baik beban gravitasi dan beban lateral gempa. Dinding struktur didesain dengan ketebalan 180 mm.

Data desain

Gambar 7.5 *Pier* Tipe Siku

- Tebal dinding (t) = 180 mm
- Panjang, arah x = 4900 mm, arah y = 7000 mm
- Kuat tekan beton karakteristik $f'_c = 30$ MPa
- Selimut beton (d') = 30 mm
- Kuat tekan beton umur 28 hari $f'_c = 30$ MPa
- Kuat Tarik leleh baja tulangan utama 390 MPa
- Kuat Tarik leleh baja tulangan geser 235 MPa

Beban Desain

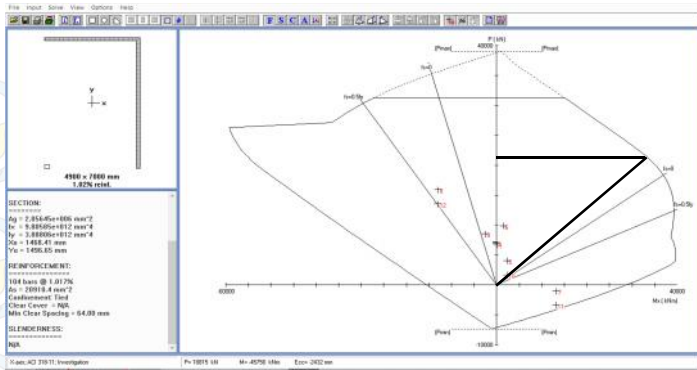
Tabel 7.2 Gaya Ultimate

Kombinasi	P kN	Vuy kN	Vux kN	Muy kN-m	Mux kN-m
1.4D	6674.17	158.76	146.94	306.91	154.40
1.2D + 1.6L	7117.10	152.32	210.51	613.07	21.93
1.2D + 1.6L + 0.5 Lr	7157.65	152.86	211.21	616.39	22.70
1.2D + 1L + 1.6 Lr	6900.19	145.30	201.98	591.65	21.34
1.2D + 1L + 1Ex Max	4052.76	526.05	557.42	2309.43	2299.97
1.2D + 1L + 1Ex Min	9877.97	216.10	873.49	1690.19	1509.61
1.2D + 1L + 1Ey Max	-983.22	2568.23	312.91	3013.35	13202.84
1.2D + 1L + 1Ey Min	15913.21	2323.40	622.58	3341.86	13004.33
0.9D + 1Ex Max	1702.95	486.39	606.52	2372.93	2289.21
0.9D + 1Ex Min	8527.42	320.88	818.00	2574.45	2112.21
0.9D + 1Ey Max	-3333.03	2528.57	362.01	3076.85	13192.09
0.9D + 1Ey Min	13563.40	2363.06	573.48	3278.37	13015.08

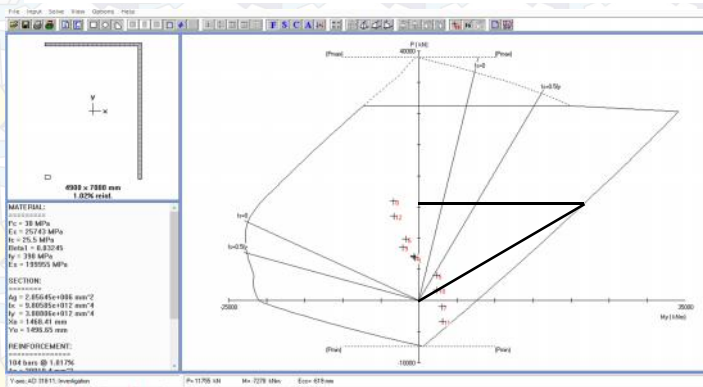
Untuk mengontrol kekuatan penampang pier terhadap beban berfaktor, maka digunakan program bantu *spCol* untuk mendapatkan diagram interaksi aksial-lentur (*P-M interaction diagram*). Kemudian, penampang dikontrol terhadap aksi *uniaxial* dan aksi *biaxial*. Kombinasi yang dipilih adalah kombinasi beban aksial-momen yang menghasilkan kemiringan paling rendah, karena akan menghasilkan kuat terhadap gaya *biaxial* paling kecil. Kontrol terhadap aksi *biaxial* dilakukan dengan *reciprocal method*.

7.2.2.1 Kontrol Aksi *Uniaxial*

Dari diagram interaksi aksial-momen di bawah, dapat dilihat bahwa seluruh beban berfaktor masih berada dalam wilayah diagram, sehingga penampang aman menahan beban baik dalam arah *x* maupun arah *y*.



Gambar 7.6 Diagram interaksi aksial-momen arah x



Gambar 7.7 Diagram interaksi aksial-momen arah y

7.2.2.2 Kontrol Aksi *Biaxial* (*Reciprocal Method*)

Beban aksial-momen yang bekerja pada struktur gedung umumnya merupakan beban *biaxial*. Sehingga, kekuatan penampang terhadap aksi *biaxial* harus dikontrol. *Bresler reciprocal method* memberikan persamaan untuk memperhitungkan kekuatan penampang terhadap aksi *biaxial*.

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{no}}$$

Dari diagram interaksi P - M_x diperoleh

$$P_{nx} = 21605 \text{ kN}$$

Dari diagram interaksi P - M_y diperoleh

$$P_{ny} = 13805 \text{ kN}$$

Kekuatan beton terhadap beban aksial murni (*pure axial*)

$$P_{no} = 0.85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$A_g = 7000 \cdot 180 + (4900 - 180) \cdot 180 = 2109600 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = \frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \cdot 104 = 20696.66 \text{ mm}^2$$

$$P_{no} = 0.85 \cdot 30 (2109600 - 20696.66) + 390 \cdot 20696.66$$

$$P_{no} = 61338.732 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Kapasitas penampang terhadap aksi *biaxial*

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{21605 \cdot 10^3} + \frac{1}{13805 \cdot 10^3} - \frac{1}{61338.732 \cdot 10^3}$$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1873747468}{18294707666482}$$

$$P_n = 9763.700 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\varphi P_n = 0.7 \cdot 9763.700 \cdot 10^3 = 6834.590 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\varphi P_n = 1702.949 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Sehingga penampang aman terhadap aksi *biaxial*.

7.2.2.3 Desain Pier Terhadap Gaya Geser

7.2.2.3.1 Desain Geser Terhadap Arah Sisi Panjang

Kekuatan geser nominal struktur tidak boleh melebihi

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y$$

(SNI 03-2847-201x pasal 21.9.4)

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{3300}{7000} = 0.471$$

Nilai α_c

$$\alpha_c = 0.25$$

Gaya geser nominal

$$V_n = \frac{2.568 \cdot 10^6}{0.75} = 3.424 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$d = 0.8 l_w = 0.8 \cdot 7000 = 5600 \text{ mm}$$

Gaya geser yang disumbangkan oleh beton merupakan nilai terkecil dari persamaan berikut

$$V_c = 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} \quad (1)$$

$$V_c = \left[0.05 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.1 \lambda \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \quad (2)$$

Persamaan (1)

$$M_u = 1.320 \cdot 10^{10} \text{ N.mm}$$

$$N_u = -983215 \text{ N (tarik aksial)}$$

$$V_c = 0.27 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 180 \cdot 5600 + \frac{-983215 \cdot 5600}{4 \cdot 7000}$$

$$V_c = 1.294 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Persamaan (2)

Kontrol

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{1.320 \cdot 10^{10}}{2.568 \cdot 10^6} - \frac{7000}{2} = 1640.836 \text{ mm}$$

$$V_c = \left[0.05 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + \frac{7000 \left(0.1 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + 0.2 \cdot \frac{-983215}{7000 \cdot 180} \right)}{1640.836} \right] 180 \cdot 5600$$

$$V_c = 1.960 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Gaya geser maksimum yang diijinkan sesuai *pasal 21.9.4.4*

$$A_{cv} = 7000 \cdot 180 = 1.260 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$V_{n \max} = 0.66 A_{cv} \sqrt{f'c} = 0.66 \cdot 1.260 \cdot 10^6 \cdot \sqrt{30}$$

$$V_{n \max} = 4.555 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Jumlah tirai tulangan minimum dua tirai bila

$$V_u > 0.17 A_{cv} \sqrt{f'c} \quad (\text{pasal 21.9.2.2})$$

$$2.568 \cdot 10^6 > 0.17 \cdot 1.260 \cdot 10^6 \cdot \sqrt{30} = 301.69 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Sehingga pada *pier* paling sedikit dipasang dua tirai tulangan.

Luas tulangan geser yang diperlukan

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan adalah

$$V_s = V_n - V_c = 2.568 \cdot 10^6 - 1.294 \cdot 10^6 = 2.130 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Kuat geser tulangan terpasang

Direncanakan dipasang tulangan geser diameter 12 dengan jarak 120 mm.

$$A_v = \frac{\pi}{4} \cdot 12^2 \cdot 2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{226.195 \cdot 235 \cdot 5600}{120}$$

$$V_s = 2.481 \cdot 10^6 \text{ N} > 2.130 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Sehingga penampang aman menahan beban.

Kuat Geser Nominal Maksimum (pasal 11.9.3)

Gaya geser nominal pada penampang horisontal untuk geser bidang dinding tidak boleh diambil lebih besar dari

$$0.83 \sqrt{f'_c} b_w d = 0.83 \sqrt{30} \cdot 180 \cdot 5600 = 4.582 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Atau

$$\rho_t = \frac{A_v}{s t} = \frac{226.19}{120^2 \cdot 180} = 0.0105$$

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

$$V_n = 1.260 \cdot 10^6 (0.25 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} + 0.0105 \cdot 235)$$

$$V_n = 4.826 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Kuat geser penampang *pier*

$$V_n = V_c + V_s = 1.294 \cdot 10^6 + 2.481 \cdot 10^6$$

$$V_n = 3.775 \cdot 10^6 \text{ N} < 4.582 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Sehingga, perencanaan terhadap gaya geser memenuhi syarat pasal 11.9.3.

7.2.2.3.2 Desain Geser Terhadap Arah Sisi Pendek

Kekuatan geser nominal struktur tidak boleh melebihi

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y$$

(SNI 03-2847-201x pasal 21.9.4)

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{3300}{4900} = 0.673$$

Nilai α_c

$$\alpha_c = 0.25$$

Gaya geser nominal

$$V_n = \frac{8.735 \cdot 10^5}{0.75} = 1.165 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$d = 0.8 l_w = 0.8 \cdot 4900 = 3920 \text{ mm}$$

Gaya geser yang disumbangkan oleh beton merupakan nilai terkecil dari persamaan berikut

$$V_c = 0.27 \lambda \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} \quad (1)$$

$$V_c = \left[0.05 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.1 \lambda \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] h d \quad (2)$$

Persamaan (1)

$$M_u = 1.690 \cdot 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$N_u = 9.878 \cdot 10^6 \text{ N (tekan aksial)}$$

$$V_c = 0.27 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot 180 \cdot 3920 + \frac{9.878 \cdot 10^6 \cdot 3920}{4 \cdot 4900}$$

$$V_c = 2.426 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Persamaan (2)

Kontrol

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{1.690 \cdot 10^9}{8.735 \cdot 10^5} - \frac{4900}{2} = -515.015 \text{ mm}$$

Karena bernilai negative $M_u/V_u - l_w/2$ bernilai negative, maka persamaan (2) tidak berlaku sesuai dengan pasal 11.9.6.

Gaya geser maksimum yang diijinkan sesuai pasal 21.9.4.4

$$A_{cv} = 4900 \cdot 180 = 8.820 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$V_{n \max} = 0.66 A_{cv} \sqrt{f'c} = 0.66 \cdot 8.820 \cdot 10^5 \cdot \sqrt{30}$$

$$V_{n \max} = 3.188 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Karena V_n desain lebih kecil, sehingga memenuhi syarat pasal 21.9.4.4.

Jumlah tirai tulangan minimum dua tirai bila

$$V_u > 0.17 A_{cv} \sqrt{f'c} \quad (\text{pasal 21.9.2.2})$$

$$8.735 \cdot 10^5 > 0.17 \cdot 8.820 \cdot 10^5 \cdot \sqrt{30} = 8.213 \cdot 10^5 \text{ N}$$

Sehingga pada *pier* paling sedikit dipasang dua tirai tulangan.

Luas tulangan geser yang diperlukan

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan adalah

$$V_s = V_n - V_c = 1.165 \cdot 10^6 - 2.426 \cdot 10^6 = -1.262 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Karena kuat geser beton lebih besar sehingga tidak perlu tulangan geser, maka dikontrol terhadap kondisi tulangan geser minimum.

$$0.5 \varphi V_c = 9.099 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$\varphi V_c = 0.75 \cdot 2.426 \cdot 10^6 = 1.820 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Karena kondisi penulangan adalah

$$V_u < 0.5 \varphi V_c \rightarrow 8.735 \cdot 10^5 < 9.099 \cdot 10^5$$

Maka tidak perlu tulangan geser, namun karena pasal 11.9.9.2 mensyaratkan rasio tulangan minimum sebesar 0.0025, maka dipasang tulangan praktis diameter 12 jarak 250 mm.

$$\rho_t = \frac{A_v}{s t} = \frac{226.195}{250 \cdot 180} = 0.00503$$

7.2.2.4 Kontrol Elemen Pembatas Khusus (*Boundary Element Check*)

Pasal 21.10 memberikan persyaratan untuk dinding struktur khusus, harus diberikan elemen pembatas khusus jika salah satu atau dua syarat berikut dipenuhi.

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} \quad (1)$$

$$\sigma_c > 0.2 f'c \quad (2)$$

Syarat pertama (1)

$$a = \frac{A_{st} f_y}{0.85 f'c b} = \frac{20696 \cdot 235}{0.85 \cdot 30 \cdot 180} = 1758.540 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1758.540}{0.836} = 2104.235 \text{ mm}$$

Dari program bantu diperoleh defleksi

$$\delta = 3.40 \text{ mm}$$

$$\delta_u = 3.40 \cdot 4 = 13.60 \text{ mm}$$

$$\frac{7000}{600 \left(\frac{13.60}{3300} \right)} = 2830.882 \text{ mm} > 2104.235 \text{ mm}$$

Syarat kedua (2)

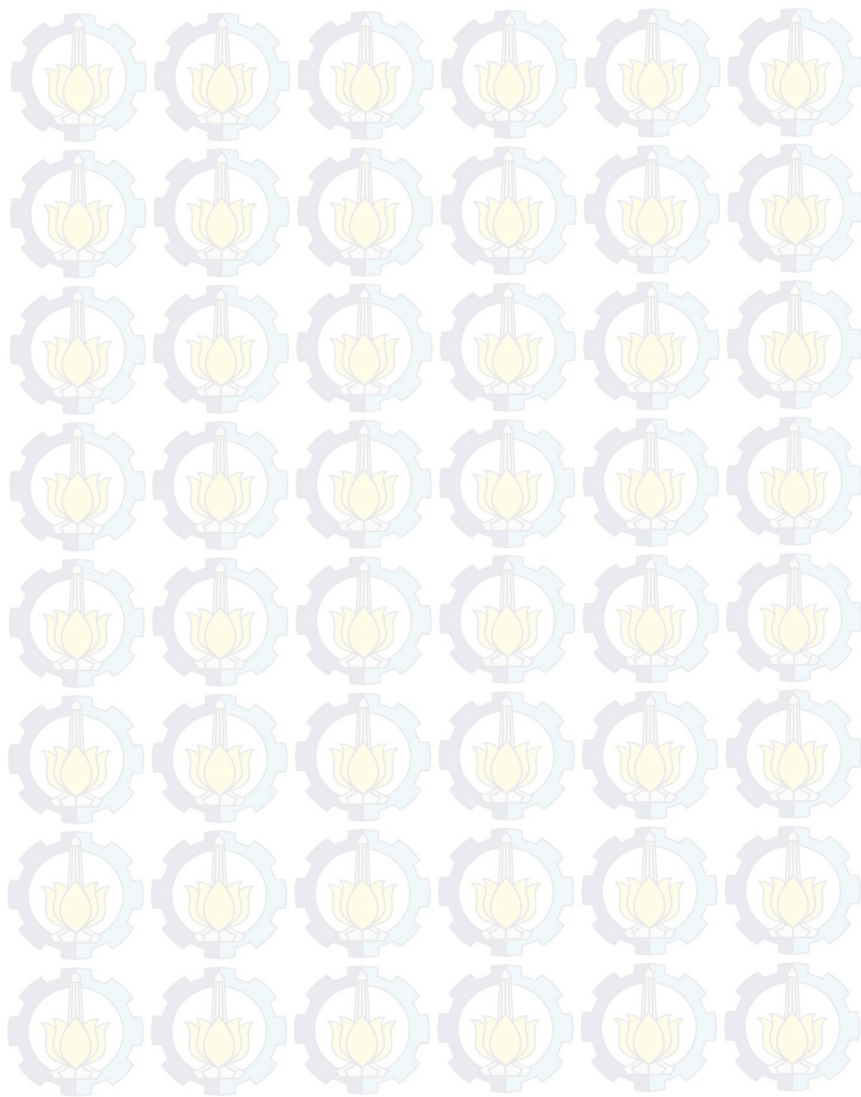
$$0.2 f'c = 6 \text{ MP}$$

Dari program *ETABS* diperoleh tegangan beton

$$\sigma_c = 1,276 \text{ MP} < 6 \text{ MP}$$

Karena kedua syarat tidak dipenuhi, maka tidak diperlukan detailing pada elemen pembatas (*boundary element*) khusus.

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”



BAB VIII

DESAIN SAMBUNGAN ELEMEN PRACETAK

8.1 Umum

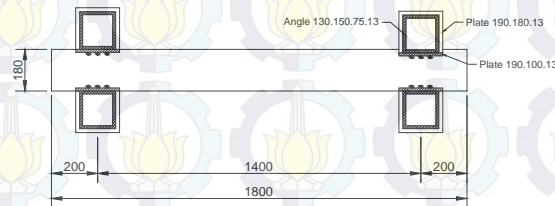
Desain sambungan yang baik pada bangunan sistem beton pracetak merupakan hal yang penting. Sambungan ikut menentukan kekuatan bangunan. Karena, sambungan ini menyatukan komponen pracetak satu dengan yang lain, dan menyalurkan gaya-gaya antar komponen. Pada daerah gempa, sambungan elemen pracetak harus mempunyai sifat daktail. Hal ini karena gaya-gaya lateral *harus dapat dipikul oleh elemen struktur tanpa menyebabkan keruntuhan.

Desain sambungan komponen pracetak mengikuti *SNI 03-2847-201x* dan panduan *NHERP-FEMA P-752 recommended provisions*. *SNI 03-2847-201x* menyebutkan persyaratan pada *pasal 21.4.3* bahwa elemen sambungan yang tidak didesain meleleh harus didesain mengembangkan paling sedikit $1.5 S_y$. Desain sambungan meliputi sambungan pelat lantai dengan dinding, dinding dengan dinding, dinding dengan balok anak, dan dan dinding dengan struktur bawah.

8.2 Desain Sambungan Elemen Pracetak

8.2.1 Desain Sambungan Dinding Dengan *Pile Cap*

Sambungan dinding dengan pile cap menggunakan sambungan kering dengan plat dan profil siku yang disambung dengan las.



Gambar 8.1 Sambungan Dinding Dengan Pile Cap

Data Desain

Dimensi dinding

$$b = 1800 \text{ mm}$$

$$h = 3300 \text{ mm}$$

$$t = 180 \text{ mm}$$

Gaya-gaya desain

$$M_u = 1.443 \cdot 10^8 \text{ N.mm}$$

$$V_u = 3.032 \cdot 10^5 \text{ N}$$

lengan momen $d = 1400 \text{ mm}$

Lengan momen merupakan jarak antar plat sambung pada dinding.

Kontrol Kekuatan Sambungan

Pakai profil siku 150.175.75.13 dengan panjang 130 mm.

$$C_x \text{ atau } k = 54.5 \text{ mm}$$

Mutu baja profil BJ34, $f_y 210 \text{ MPa}$, $f_u 340 \text{ MPa}$

$$T = \frac{M_u}{jd} = \frac{1.443 \cdot 10^8}{1400} = 103074 \text{ N}$$

Gaya yang dipikul satu profil siku

$$T_u = \frac{T_u}{2} = \frac{103074}{2} = 51537 \text{ N}$$

$$M_u = T_u (h - c_x) = 51537 (75 - 54.5) = 1056504 \text{ N.mm}$$

$$Z = \frac{lt^2}{4} = \frac{130 \cdot 13^2}{4} = 5492.5 \text{ mm}^3$$

$$\phi M_n = \phi Z f_y = 0.9 \cdot 5492.5 \cdot 210 = 1038082.5 \text{ N.mm}$$

Kuat sambungan yang didesain terhadap gempa harus sama dengan 1.5 kali dari kuat leleh.

$$T_{pr} = \frac{M_n(1.5)}{75 - k} = \frac{5492.5 \cdot 210 (1.5)}{75 - 54.5} = 84397 \text{ N}$$

Nilai pengali untuk desain keseimbangan antar sambungan adalah

$$\frac{T_{pr}}{T_u} = \frac{84397}{51537} = 1.638$$

$$V_{pr} = V_u \frac{T_{pr}}{T_u} = 496489 \text{ N}$$

$$P_y = \frac{M_n}{75 - k} = \frac{5492.5 \cdot 210}{75 - 54.5} = 56265 \text{ N}$$

Deformasi rencana

$$\Delta_{y, idealized} = P_y \frac{L^3}{3EI} = \frac{56265 \cdot (75 - 54.5)^3}{3 \cdot 2.0 \cdot 10^5 \cdot \frac{(130 \cdot 13^3)}{12}} = 0.0339$$

Sambungan Las Pada Profil Siku Sambungan

Sambungan las menggunakan las sudut E60xx.

Untuk plat pada pile cap

$$\phi R_n = \phi f_y A_{bm}$$

Tegangan ijin

$$\phi f_y = 0.9 \cdot 210 = 189 \text{ MP}$$

Untuk material las

$$\phi R_n = \phi f_y A_w$$

$$\varphi f_y = 0.75 \cdot 0.6 \cdot 427.5 = 192.364 \text{ MP}$$

Pakai las sudut, sepanjang plat pada *pile cap*. Dengan pendekatan elastis, gaya resultan yang terjadi

$$R = \sqrt{T_{pr}^2 + V_{pr}^2} = \sqrt{84397^2 + 496489^2} = 503612 \text{ N}$$

$$A_w = \frac{R}{\varphi f_y} = \frac{503612}{189} = 2664.611 \text{ mm}^2$$

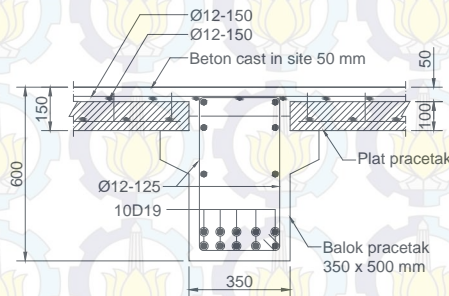
$$t_w = \frac{A_w}{l_w} = \frac{2664.611}{150 + 75 \cdot 2} = 8.882 \text{ mm}$$

$$a = \frac{t_w}{0.707} = \frac{8.882}{0.707} = 12.56 \text{ mm} \approx 13 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai las sudut dengan kaki 13 mm.

8.2.2 Desain Sambungan Balok Anak Dengan Pelat Lantai

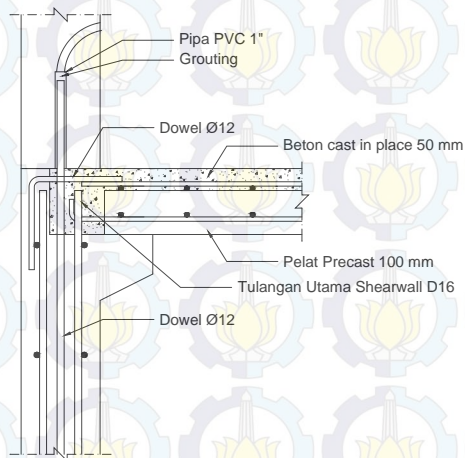
Balok pracetak dan pelat lantai disambung dengan beton cast in situ agar dapat menyatu dengan baik. Sebelum dicor, tulangan tumpuan balok anak dipasang dan diikat pada sengkang balok. Sehingga, apabila dicor, balok anak dan pelat dapat menyatu.



Gambar 8.2 Sambungan Balok Anak Dengan Pelat

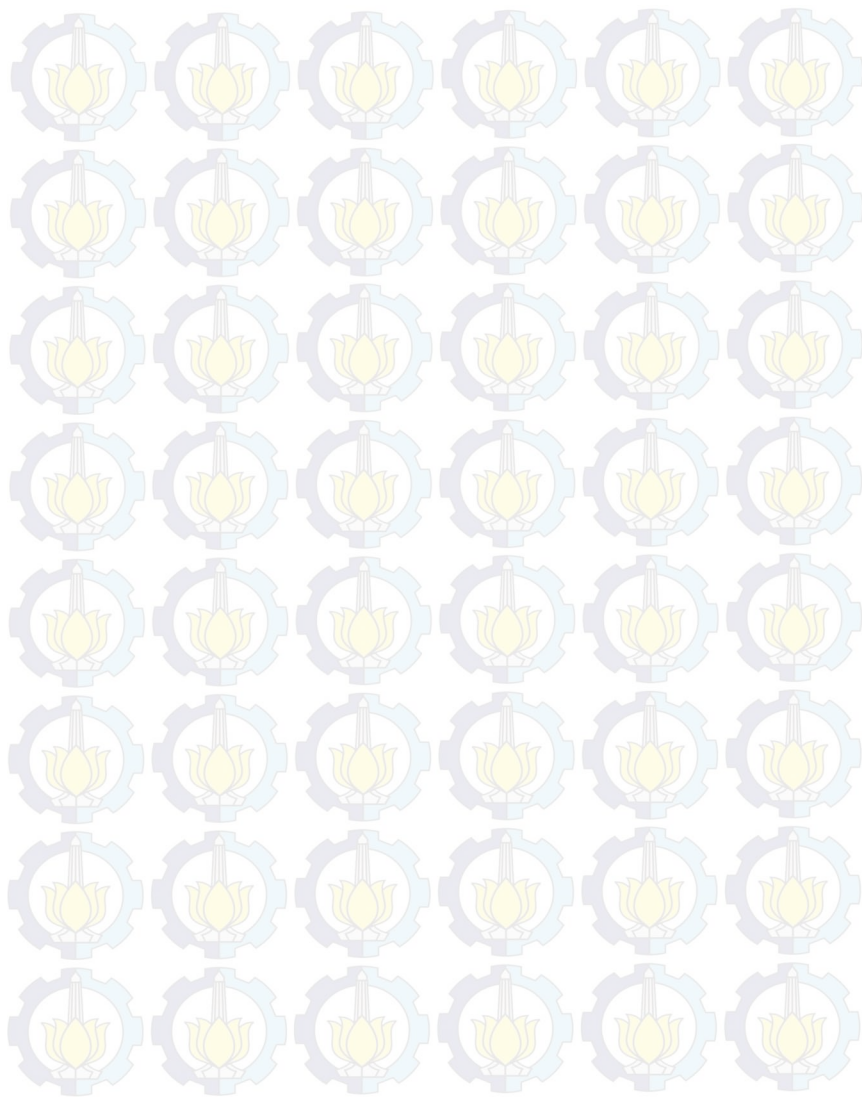
8.2.3 Desain Sambungan Pelat Lantai Dengan Dinding

Sambungan pelat lantai dengan dinding menggunakan sambungan tipe basah dengan memanfaatkan tulangan dari dinding dan tulangan dari pelat pracetak, ditambah dengan dowel yang diteruskan dari dinding bawah hingga menembus dinding atas kemudian ditutup dengan *grouting*.



Gambar 8.3 Sambungan Pelat Lantai Dengan Dinding

"Halaman ini sengaja dikosongkan."



BAB IX

DESAIN STRUKTUR PONDASI

9.1 Umum

Desain struktur pondasi yang baik merupakan salah satu kunci untuk memperoleh desain bangunan yang baik pada daerah yang rawan terhadap gempa. Pondasi bangunan pada daerah rawan gempa dirancang untuk mampu menahan gaya-gaya yang bekerja saat terjadi gempa. Karena sifat gempa yang bolak-balik, maka pondasi harus dirancang mampu menahan gaya tidak hanya gaya tekan, namun juga gaya cabut akibat gerakan bolak-balik bangunan.

Gedung *SwissBell* pada tugas akhir ini direncanakan dengan pondasi *raft*. Hal ini karena sistem dinding yang merata pada gedung, sehingga tiang pancang disebarkan dengan merata pada gedung. Dengan demikian beban dari struktur atas dapat disalurkan ke tanah dengan efisien.

9.2 Desain Struktur Pondasi

Pondasi yang dipakai adalah pondasi tiang pancang untuk menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah.

Data Desain

Diameter Tiang Pancang = 60 cm

Tebal dinding tiang (t) = 10 cm

Kuat tekan beton umur 28 hari $K-600$, f'_c 49.8 MPa

Type = C

Gaya aksial maksimum yang diijinkan = 229.5 ton

Cracking Moment = 29 ton.m

Ultimate moment = 58 ton.m

Data beban

$$V = 811.780 \text{ ton}$$

$$M_x = 31.381 \text{ ton.m}$$

$$M_y = 1037.760 \text{ ton.m}$$

$$F_x = 126.513 \text{ ton}$$

$$F_y = 20.810 \text{ ton}$$

Data tersebut digunakan untuk merencanakan jumlah dan dimensi pondasi tiang pancang dan dimensi *pilecap*. Data borlog untuk nilai n-SPT adalah sebagai berikut.

Tabel 9.1 Data Borlog BH-1

Depth	N	N rata-rata	Depth	N	N rata-rata
0	0	0.0	21	17	6.2
1	0	0.0	22	19	6.8
2	0	0.0	23	20	7.3
3	5	5.0	24	21	7.9
4	5	5.2	25	36	9.0
5	6	5.3	26	50	10.6
6	6	5.5	27	48	12.0
7	5	5.3	28	46	13.2
8	3	5.0	29	47	14.3
9	2	3.3	30	48	15.5
10	2	3.0	31	49	16.5
11	2	2.7	32	50	17.6
12	2	2.5	33	32	18.0
13	5	2.7	34	14	17.9
14	7	3.0	35	18	17.9
15	10	3.5	36	21	18.0
16	11	3.9	37	20	18.0
17	11	4.4	38	19	18.1
18	12	4.8	39	20	18.1
19	13	5.2	40	21	18.2
20	14	5.7			

9.3 Daya Dukung Vertikal Tiang Pancang Tunggal

Untuk memperhitungkan daya dukung tiang pancang tunggal, *L. Decourt* memberikan perumusan

$$Q_{ultimate} = Q_e + Q_f$$

$$Q_e = K N_p A_p$$

$$Q_f = \left(\frac{N_p}{3} + 1 \right) A_s$$

Dimana factor K merupakan factor jenis tanah yang nilainya adalah

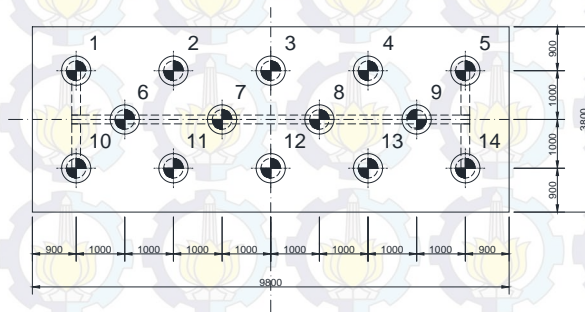
$$\text{Pasir} = 40 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Lanau berpasir} = 25 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Lanau berlempung} = 20 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Lempung} = 12 \text{ ton/m}^2$$

Sebagai contoh perhitungan maka diambil salah satu tipe pondasi.



Gambar 9.1 Denah Pondasi Dinding Struktur

Daya dukung ujung tiang

Tiang direncanakan pada kedalaman 30 m, dimana jenis tanahnya adalah lanau berpasir.

$$A_p = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = \frac{\pi}{4} \cdot 0.6^2 = 0.283 \text{ m}^2$$

$$N_p = \frac{46.5 + 47 + 48 + 49 + 49.5}{5} = 48$$

$$Q_e = 25 \cdot 48 \cdot 0.283 = 339.29 \text{ ton}$$

Daya dukung selimut (friction)

$$N_p = 15.47$$

$$A_s = \pi D^2 l = \pi \cdot 0.6^2 \cdot 30 = 33.93 \text{ m}^2$$

$$Q_f = \left(\frac{15.47}{3} + 1 \right) 33.93 = 208.85 \text{ ton}$$

Daya dukung ultimate

$$Q_{ultimate} = 339.29 + 208.85 = 548.15 \text{ ton}$$

Dengan menggunakan *safety factor* = 3, maka

$$Q_d = \frac{Q_{ultimate}}{safety \ factor} = \frac{548.15}{3} = 182.72 \text{ ton}$$

Efisiensi Tiang Pancang Dalam Grup Tiang

Jarak-jarak yang dipakai dalam pondasi

Jarak pusat ke pusat tiang, $S_{Ix} = 2.0 \text{ m}$, $S_{Iy} = 2.0 \text{ m}$

Jarak tepi pilecap ke pusat tiang tepi, $S_2 = 0.9 \text{ m}$

Jumlah tiang arah memanjang, $n_x = 5$ tiang

Jumlah tiang arah memanjang, $n_y = 2$ tiang

Jumlah tiang = 14 tiang

Efisiensi tiang E_k dalam group tiang adalah

$$E_k = 1 - \arctan \frac{D}{S} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 m n} \right)$$

$$E_k = 1 - \arctan \frac{0.6}{2.0} \left(\frac{(5-1)2 + (2-1)5}{90 \cdot 5 \cdot 2} \right) = 0.752$$

Daya dukung yang diijinkan untuk tiang tunggal

Berat sendiri satu tiang

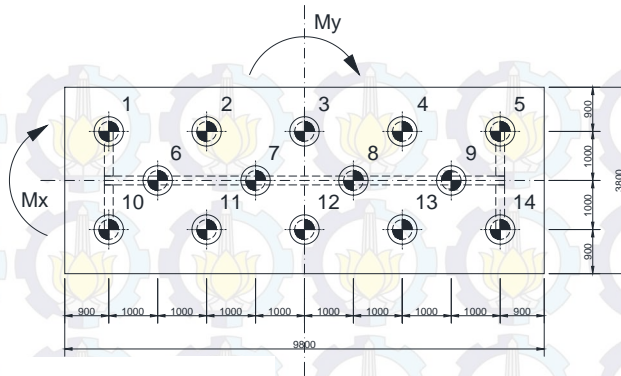
$$W = A_n l \cdot BJ \text{ beton} = \frac{\pi}{4} (D^2 - (D - 2t)^2) l \cdot BJ \text{ beton}$$

$$W = \frac{\pi}{4} (0.6^2 - (0.6 - 2 \cdot 0.1)^2) 30 \cdot 2.4 = 11.31 \text{ ton}$$

$$Q_{all} = Q_d E_k - W = 182.72 \cdot 0.752 - 11.31 = 126.041 \text{ ton}$$

9.4 Gaya Vertikal Maksimum Pada Tiang Tunggal

Gaya vertikal maksimum pada tiang tunggal merupakan gaya aksial akibat kombinasi beban vertikal struktur atas ditambah dengan berat pilecap ditambah dengan gaya vertikal akibat momen guling.

Gambar 9.2 Gaya Yang Bekerja Pada *Pile Cap*

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Dimensi Pilecap

$$b = 9.8 \text{ m}, h = 3.8 \text{ m}, t = 1.0 \text{ m}$$

$$W_{pilecap} = b l h B J_{beton} = 9.8 \cdot 3.8 \cdot 1 = 89.376 \text{ ton}$$

$$V_u = V + W_{pilecap} = 811.780 + 89.376 = 901.156 \text{ ton}$$

$$\sum x^2 = (2^2 + 4^2)4 + (1^2 + 3^2)2 = 100$$

$$\sum y^2 = (1^2)10 = 10$$

$$M_x = M_x + F_y t = 31.381 + 20.810 \cdot 1 = 52.192 \text{ ton}$$

$$M_y = M_y + F_x t = 1037.760 + 126.513 \cdot 1 = 1164.272 \text{ ton}$$

Gaya tekan maksimum berada pada tiang nomor 5 dan gaya tekan minimum terjadi pada tiang nomor 10, sehingga gaya tekan yang terjadi adalah

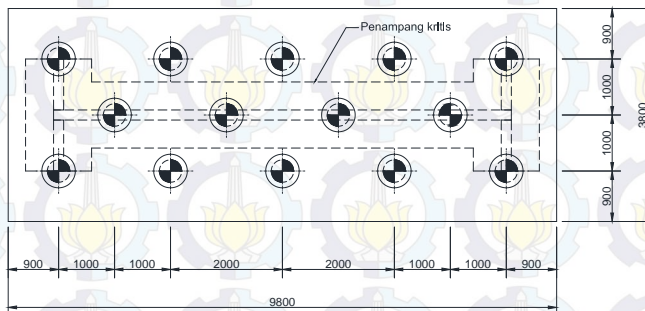
$$P_{max} = \frac{901.156}{14} + \frac{52.192 \cdot 1}{10} + \frac{1164.272 \cdot 4}{100} = 114.158 \text{ ton}$$

$$P_{min} = \frac{901.156}{14} - \frac{52.192 \cdot 1}{10} - \frac{1164.272 \cdot 4}{100} = 12.578 \text{ ton}$$

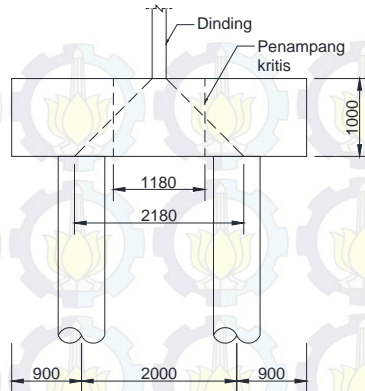
Karena Q_{all} lebih besar dari gaya tekan maksimum, sehingga tiang kuat menahan beban dari struktur atas.

9.5 Kuat Geser *Pilecap* Terhadap Gaya Geser (*Punching Shear*)

Karena gaya aksial terhadap *pilecap* merupakan gaya yang cukup besar, maka *pilecap* harus mempunyai ketebalan yang cukup untuk menahan gaya geser akibat gaya maksimum.



Gambar 9.3 Daerah Penampang Kritis Akibat Geser



Gambar 9.4 Penampang Kritis Akibat Geser

Gaya aksial dari analisa struktur

$$P_{max} = 811.780 \text{ ton}$$

Kapasitas *pilecap* dalam menahan gaya geser diambil dari nilai terkecil dari persamaan berikut.

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (1)$$

$$V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (2)$$

$$V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3)$$

$$b_o = \frac{\pi(D + (D + t))}{2} = \frac{\pi(600 + (600 + 950))}{2}$$

$$b_o = 10410 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = 40 \text{ (dinding interior)}$$

$$\lambda = 1, \beta = \frac{8000}{2000} = 4$$

$$d = t - d' - \frac{\text{dia. tulangan}}{2} = 1000 - 70 - \frac{25}{2} = 917.5 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{4} \right) 1\sqrt{30} \cdot 10410 \cdot 917.5 = 13340.055 \text{ kN}$$

$$V_c = 1360.258 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.083 \left(\frac{40 \cdot 917.5}{10410} + 2 \right) 1\sqrt{30} \cdot 10410 \cdot 917.5$$

$$V_c = 22228.003 \text{ kN} = 2266.545 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.33 \cdot 1\sqrt{30} \cdot 10410 \cdot 917.5$$

$$V_c = 17263.600 \text{ kN} = 1760.334 \text{ ton}$$

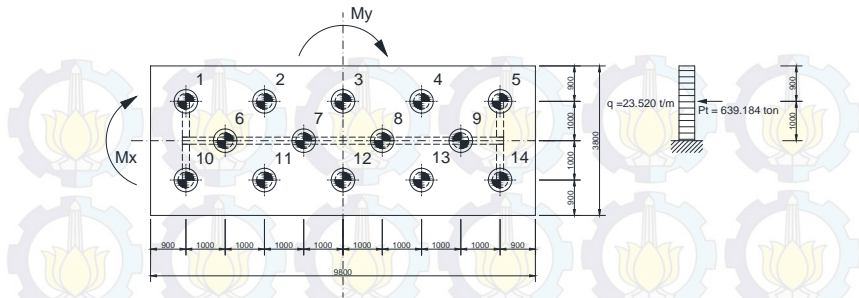
Nilai terkecil dari ketiga nilai diatas adalah

$$V_c = 5295.44 \text{ kN} = 539.99 \text{ ton} > 130.42 \text{ ton}$$

Sehingga *pilecap* aman dari kegagalan akibat gaya geser dari dinding.

9.6 Desain Tulangan Lentur *Pilecap*

Gaya aksial pada tiang pancang menyebabkan momen pada *pilecap*, sehingga *pilecap* harus direncanakan kuat menahan momen lentur akibat gaya aksial dari tiang.



Gambar 9.5 Momen Lentur Pile Cap

$$P_{max} = 116.158 \text{ ton}$$

Momen M_x

$$Pt = 5P = 5 \cdot 116.158 = 580.792 \text{ ton}$$

$$q = 9.8 \cdot 1 \cdot 2.4 = 23.520 \text{ ton/m}$$

$$M_{ux} = Pt (0.79) - \frac{1}{2} q 1.6^2$$

$$M_{ux} = 580.792 (0.79) - \frac{1}{2} \cdot 23.520 \cdot 1.6^2 = 467.755 \text{ ton.m}$$

Penulangan

Pasang tulangan D25 jarak (s) 250 mm

$$A_{st} = \frac{\pi \cdot 25^2 \cdot 9800}{4 \cdot 250} = 19242.255 \text{ mm}^2$$

$$T = A_{st} \cdot f_y = 19242.255 \cdot 390 = 7504479 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0.85 f'_c b} = \frac{7504479}{0.85 \cdot 30 \cdot 9800} = 30.030 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = \phi T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.8 \cdot 7504479 \left(917.5 - \frac{30.030}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 6960292387 \text{ N.mm} = 709.727 \text{ ton.m}$$

Karena Mn lebih besar dari momen ultimate, maka pile cap kuat untuk menahan momen lentur.

Tulangan pembagi

$$A_{st} = 0.002 b d = 0.002 \cdot 9800 \cdot 917.5 = 7163 \text{ mm}^2$$

Pasang tulangan D19 jarak (s) 350 mm

$$A_{st} = \frac{\pi \cdot 19^2 \cdot 9800}{4 \cdot 350} = 7938.805 \text{ mm}^2$$

9.7 Daya Dukung Lateral Ijin Tiang Tunggal

Akibat gaya gempa horizontal yang menimbulkan gaya lateral pada struktur atas, maka gaya tersebut disalurkan ke tanah melalui tiang. Sehingga tanah harus cukup kuat untuk menahan gaya lateral. Suyono dan Kazuto N. memberikan metode untuk memperkirakan daya dukung lateral tanah tersebut dalam buku *Mekanika Tanah Dan Rekayasa Pondasi*.

Data Desain

Gaya lateral maksimum

$$H = \frac{126.513}{14} = 9.037 \text{ ton}$$

$$E_o = 28N = 28 \cdot 5.28 = 147.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_o = 0.2 E_o D^{-\frac{3}{4}} = 0.2 \cdot 147.8 \cdot 60^{-\frac{3}{4}} = 1.371 \text{ kg/cm}^3$$

$$y = 2.5 \text{ cm}$$

$$k = k_o y^{-0.5} = 1.371 \cdot 2.5^{-0.5} = 0.867 \text{ kg/cm}^3$$

Kuat tekan beton umur 28 hari K-600

$$f'c = 0.83f'c_{cube} = 0.83 \left(\frac{600}{9.087} \right) = 50.78 \text{ MPa}$$

Modulus elastisitas beton

$$Ec = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{50.78} = 341535 \text{ kg/cm}^2$$

Momen inersia tiang pancang

$$I = \frac{\pi}{64} (D^4 - (D - 2t)^2) = \frac{\pi}{64} (60^4 - (60 - 2 \cdot 10)^2)$$

$$I = 510509 \text{ cm}^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k D}{4 E I}} = \sqrt[4]{\frac{0.867 \cdot 60}{4 \cdot 341535 \cdot 510509}} = 0.0029$$

Untuk tiang tenggelam di tanah maka daya dukung lateral adalah

$$H_a = \frac{k D}{\beta} \delta_a = \frac{0.867 \cdot 60}{0.0029} \cdot 1 = 44.256 \text{ kg} = 44.256 \text{ ton}$$

Dengan safety factor 3, dan interpolasi nilai efisiensi tiang dalam grup

$$\frac{2 \text{ m}}{0.6 \text{ m}} = 3.333D$$

Efisiensi untuk jarak 3D dan 4D

$$3D = 0.5, 4D = 1.0$$

$$E_k = (3.333 - 3) \frac{(1 - 0.5)}{(4 - 3)} + 0.5 = 0.667$$

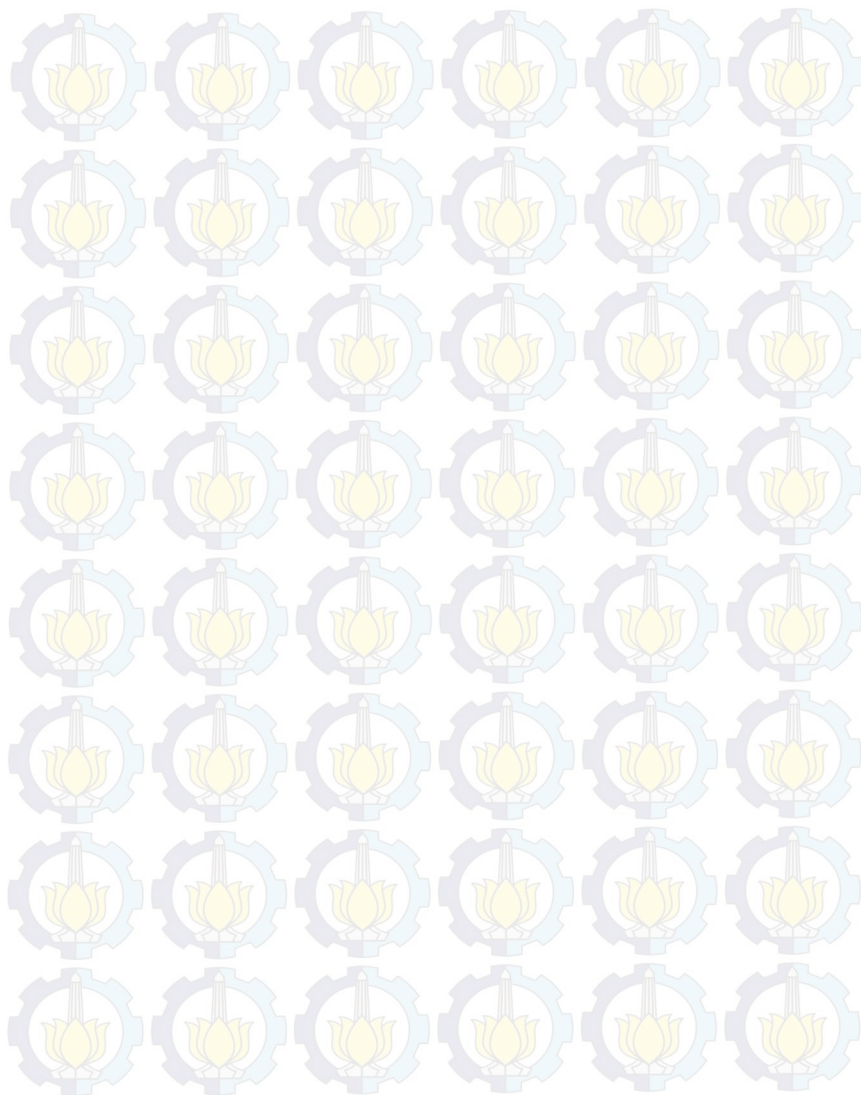
Daya dukung lateral yang diijinkan

$$H_{all} = \frac{H_a}{\text{safety factor}} \cdot Ek$$

$$H_{all} = \frac{44.256}{3} \cdot 0.667 = 9.83 \text{ ton} > 9.037 \text{ ton}$$

Sehingga, daya dukung tiang cukup untuk menahan gaya lateral dari struktur atas gedung.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



BAB X

TINJAUAN PELAKSANAAN ELEMEN PRACETAK

10.1 Umum

Pada gedung pracetak, metode pelaksanaan merupakan proses vital dalam pembangunan gedung. Proses pelaksanaan mulai dari struktur bawah, pembuatan elemen pracetak, pengangkatan elemen pracetak, penyambungan elemen pracetak, dan proses lainnya, harus dilakukan dengan proses yang presisi dan benar untuk menghindari kegagalan struktur akibat kesalahan atau kurang sempurnanya pelaksanaan elemen pracetak.

10.2 Pelaksanaan Elemen Pracetak

10.2.1 Pelaksanaan Pondasi Tiang Pancang

Pekerjaan pondasi tiang pancang adalah proses pertama dalam konstruksi pekerjaan. Survey geoteknik dengan menggunakan *waterpass* atau alat sejenis dilakukan terlebih dahulu untuk menentukan posisi pemancangan. Penentuan posisi tersebut haruslah akurat untuk menghindari bergesernya lokasi titik tiang untuk menghindari ketidaksempurnaan pemasangan tiang yang dapat berakibat fatal pada struktur atas.

10.2.2 Pelaksanaan *Pile Cap*

Pelaksanaan pile cap harus mempertimbangkan kondisi tanah sekitar. Bila terdapat muka air yang dapat menggenangi, maka harus dilakukan pemompaan untuk menghindari masuknya air pada beton cor *pile cap*. Pekerjaan pile cap meliputi

- Pemasangan bekisting
- Pemasangan tulangan lentur
- Pekerjaan beton cast in place
- *Curing*
- Pemasangan plat sambung dinding dengan *pile cap*

10.2.3 Pemasangan Dinding Pracetak

Proses pemasangan dinding pracetak dilakukan setelah umur beton *pile cap* dianggap cukup untuk menahan beban dinding pracetak. Pengangkatan dinding menggunakan *tower crane*. Setelah proses pengangkatan, plat sambung segera dipasang dengan metode pengelasan. Setelah pemasangan plat sambung, dilakukan pemasangan *brace* untuk menahan dinding pada agar tetap tegak dan tidak mengalami perpindahan.

Pengangkatan dinding pracetak pada lantai selanjutnya, dilakukan dengan *tower crane*. Kemudian, dilakukan penyambungan dengan dowel dari dinding dari lantai dibawah yang menerus hingga dinding lantai di atasnya, kemudian dilakukan *grouting* agar dapat menyatu.



Gambar 10.1 Pengangkatan Dinding Struktur

10.2.4 Pemasangan Balok Anak

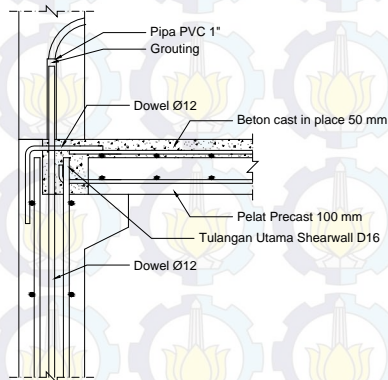
Pekerjaan selanjutnya adalah pemasangan balok anak. Pengangkatan balok anak menggunakan *tower crane*. Balok anak diangkat dan dipasang pada dinding, pemasangan harus akurat agar lubang pada balok anak dapat masuk pada dowel pada dinding yang merupakan sistem sambungan pada balok anak dengan dinding.

10.2.5 Pemasangan Pelat Lantai Pracetak

Pelat lantai pracetak dipasang pada dinding struktur, yang ditopang oleh konsol pendek. Sambungan menggunakan tulangan yang menerus dari dinding struktur dengan kait 90°.



Gambar 10.2 Pengangkatan Pelat Pracetak



Gambar 10.3 Sambungan Pelat Pracetak

10.2.6 Pekerjaan *Overtopping* Beton *Cast In Place*

Pekerjaan *overlapping* dengan beton *cast in place*. Pemasangan tulangan dilakukan terlebih dahulu, sebelum dilakukan pengecoran. Beton *overlapping* pada struktur ini

merupakan beton structural, sehingga mutu beton minimal harus sama dengan mutu beton elemen pracetak, untuk menghindari perbedaan mutu beton yang berpengaruh pada perilaku struktur. Beton *cast in place* dicor setebal 5 cm. pengecoran dilakukan tanpa menggunakan perancah, karena telah menggunakan pelat pracetak yang berfungsi menggantikan bekisting. Proses *curing* juga harus dilakukan dengan baik agar mutu beton dapat mencapai minimal sama dengan mutu beton komponen pracetak.

10.3 Kontrol Kapasitas Angkat Tower Crane

Jenis tower crane yang digunakan mempertimbangkan dimensi dan berat elemen pracetak. Tower crane yang dipakai adalah merk Potain tipe MDT 368 A L16. Spesifikasinya adalah sebagai berikut.

Merk : Potain

Tipe : MDT 368 A L16

Kapasitas max. : 16 ton

Radius max. : 75 m

Hook height per base : 93.7 m

Maximum tip capacity: 3 ton

Adapun berat elemen pracetak yaitu sebagai berikut.

Tabel 10.1 Dimensi Dan Berat Elemen Pracetak

Elemen Pracetak	Dimensi, mm				Berat, ton
	h	b	t	l	
Pelat	3775	1950	100	-	1.77
Balok anak	500	350	-	9000	3.78
Tangga	1650	1350	175	-	8.19
Dinding	3300	-	180	8000	11.40

Dengan demikian, kapasitas *tower crane* dianggap cukup untuk mengangkat elemen pracetak.

BAB XI

PENUTUP

11.1 Kesimpulan

Hasil perancangan struktur Hotel Swissbell Darmo Centrum dengan sistem dinding penumpu beton pracetak disajikan sebagai berikut.

11.1.1 Struktur Sekunder

1. Pelat lantai type S1
Panjang x lebar : 4000 x 9000 mm
tebal: 150 mm
2. Pelat lantai type S2
Panjang x lebar : 4000 x 6000 mm
tebal: 150 mm
3. Pelat lantai pracetak type 1
Panjang x lebar : 3775 x 1950 mm
tebal: 100 mm
4. Pelat lantai pracetak type 2
Panjang x lebar : 3775 x 1050 mm
tebal: 100 mm
5. Tangga pracetak
Lebar : 1350 mm
Tinggi Bordes : 1650 mm
Tebal pelat : 175 mm
6. Balok anak
 $b \times h$: 350 x 600 mm
 l : 9000 mm, 6000 mm
7. Balok anak pracetak
 $b \times h$: 350 x 500 mm
 l : 9000 mm, 6000 mm

11.1.2 Struktur Primer

1. Dinding struktur
Tebal : 180 mm

h : 3300 mm

11.1.3 Struktur Pondasi

1. Tiang pancang

Manufacturer : WIKA Beton

Tipe : *circular spun pile, tipe C*

Diameter : 600 mm

Kedalaman : -30 m

2. *Pile cap*

b x h : 46.2 x 36.6 m

tebal : 950 mm

DAFTAR PUSTAKA

Sub Panitia Teknis Bahan, Sain, Struktur dan Konstruksi Bangunan. 2012. **SNI 03-2847-201x : Persyaratan beton Struktural untuk bangunan gedung**. Bandung: Kementrian Pekerjaan Umum.

Sub Panitia Teknis Bahan, Sain, Struktur dan Konstruksi Bangunan. 2011. **SNI 1726-2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung**. Bandung: Badan Standardisasi Nasional.

Panitia Teknik Standardisasi Bidang Konstruksi dan bangunan. 2011. **SNI 1726-2012 : Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung Dan Struktur Lain**. Bandung: Badan Standardisasi Nasional.

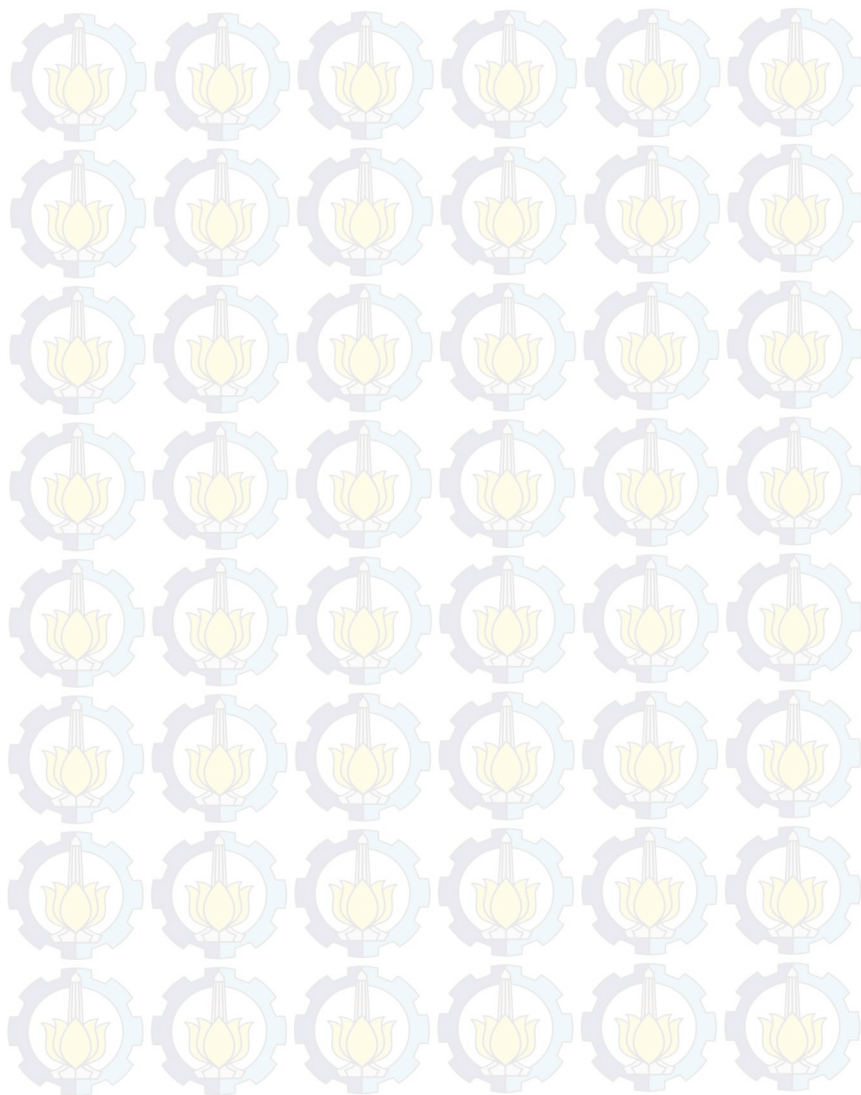
Precast Design Handbook. **Precast And Prestressed Concrete**. Precast Concrete Institute. 1990.

Gene, R. Stevens, P.E., dan James, Roberts Harris, P.E., PhD. 2009. "2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Training and Instructional Materials". **Precast Concrete Design**. FEMA.

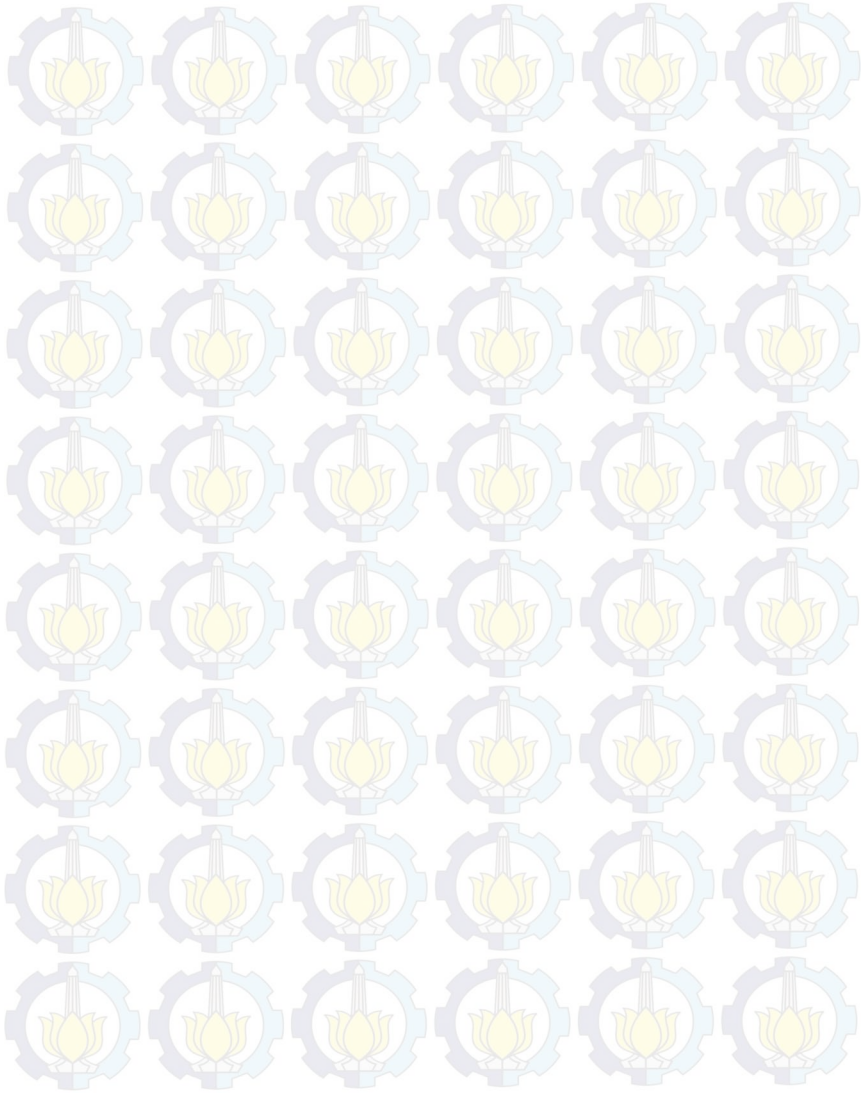
Darmawan, Bagus. 2012. **Perancangan Modifikasi Struktur Gedung Rusunawa Lakarsantri Surabaya Menggunakan Metode Pracetak Dengan Sistem Dinding Penumpu**. Jurusan teknik Sipil : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Sosrodarsono, S., Nakazawa K. 2000. **Mekanika Tanah Dan Teknik Pondasi**. Jakarta : PT. Pradnya Paramitha.

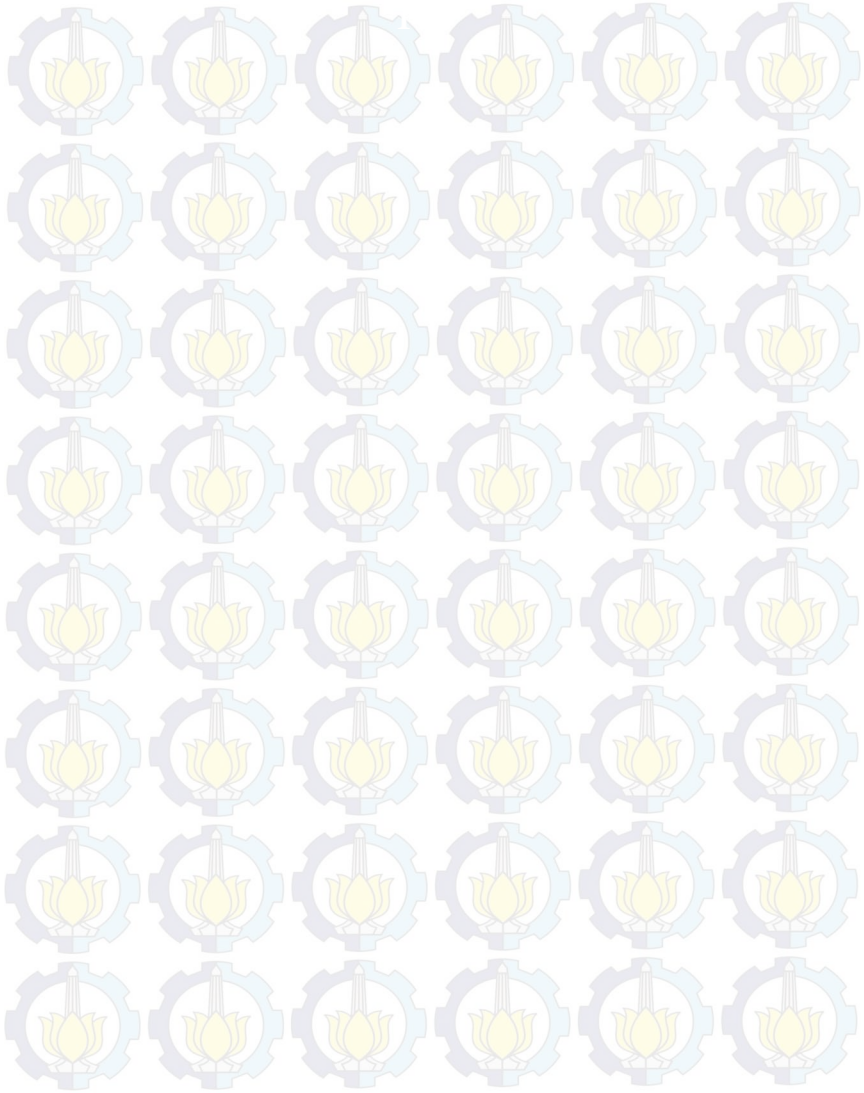
“Halaman ini sengaja dikosongkan”.

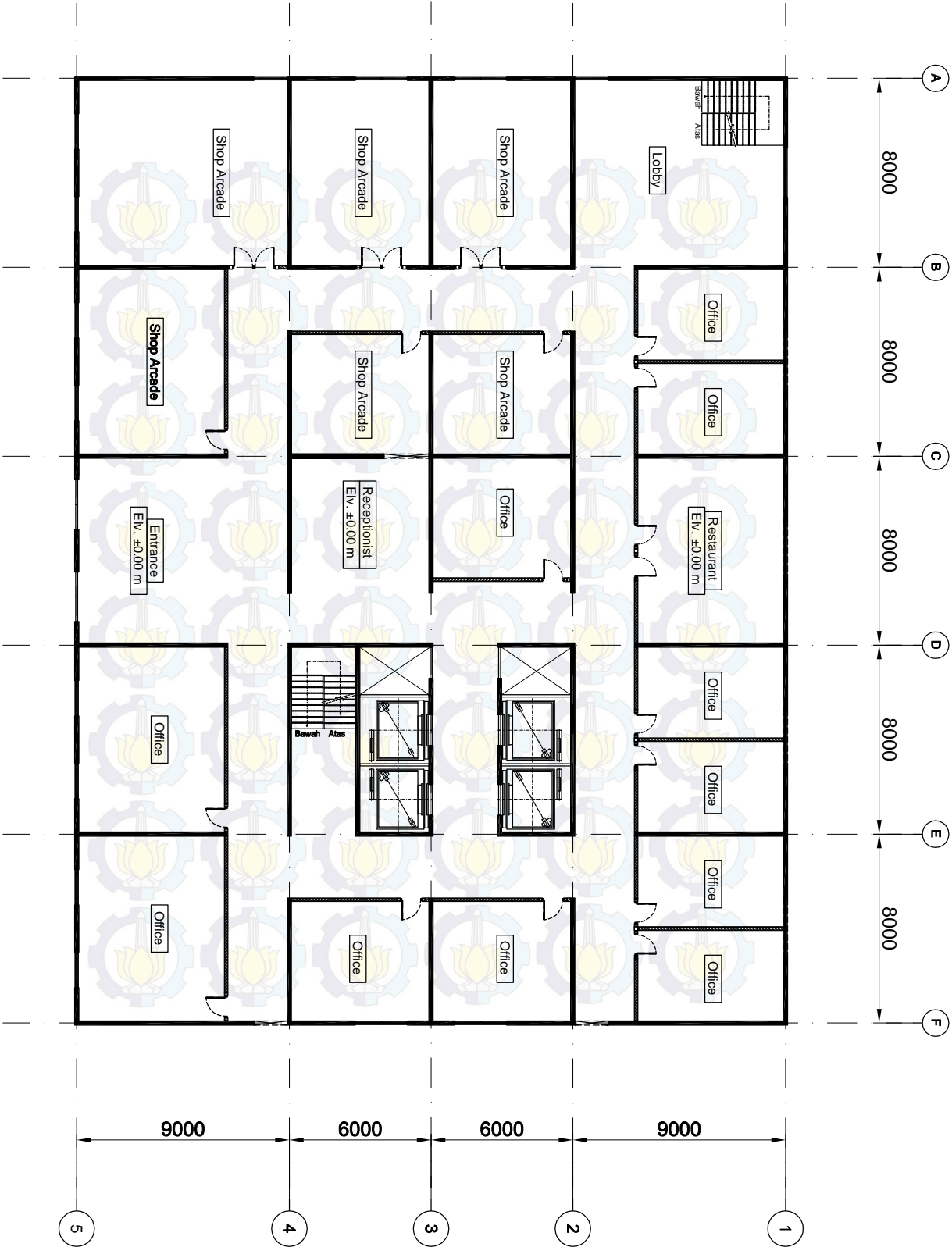


LAMPIRAN



“Halaman ini sengaja dikosongkan”.

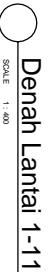





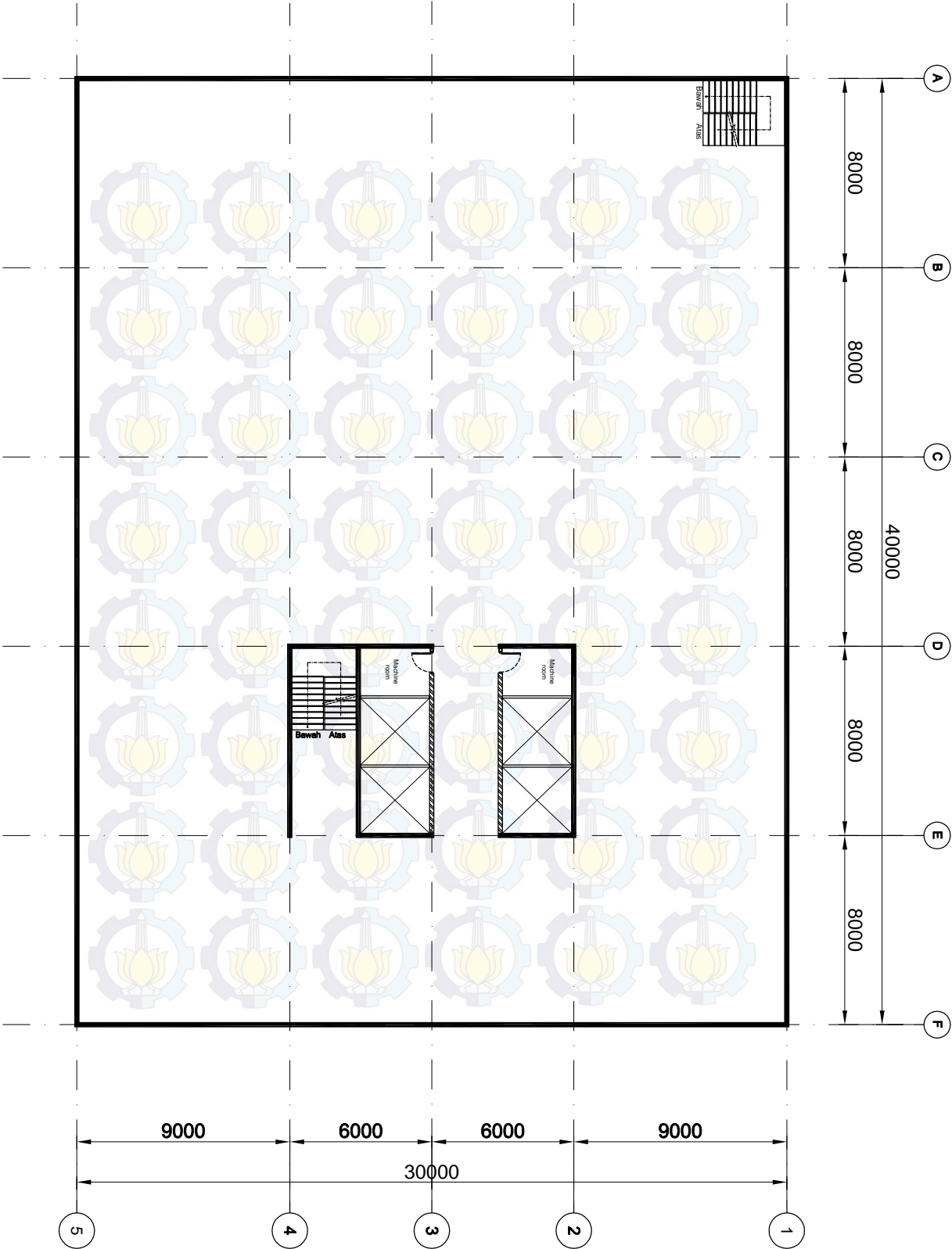
Denah Lantai Dasar

SCALE 1 : 300

		Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing		Mhs.		Dwg. Title		Scale	
Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember		Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan sistem Dinding Penunpu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)		Prof. Tayo, ST, MT, Ph. D		Gary J. Saputra					
						Mtd.					
						3112.105.014					
										Sheet	



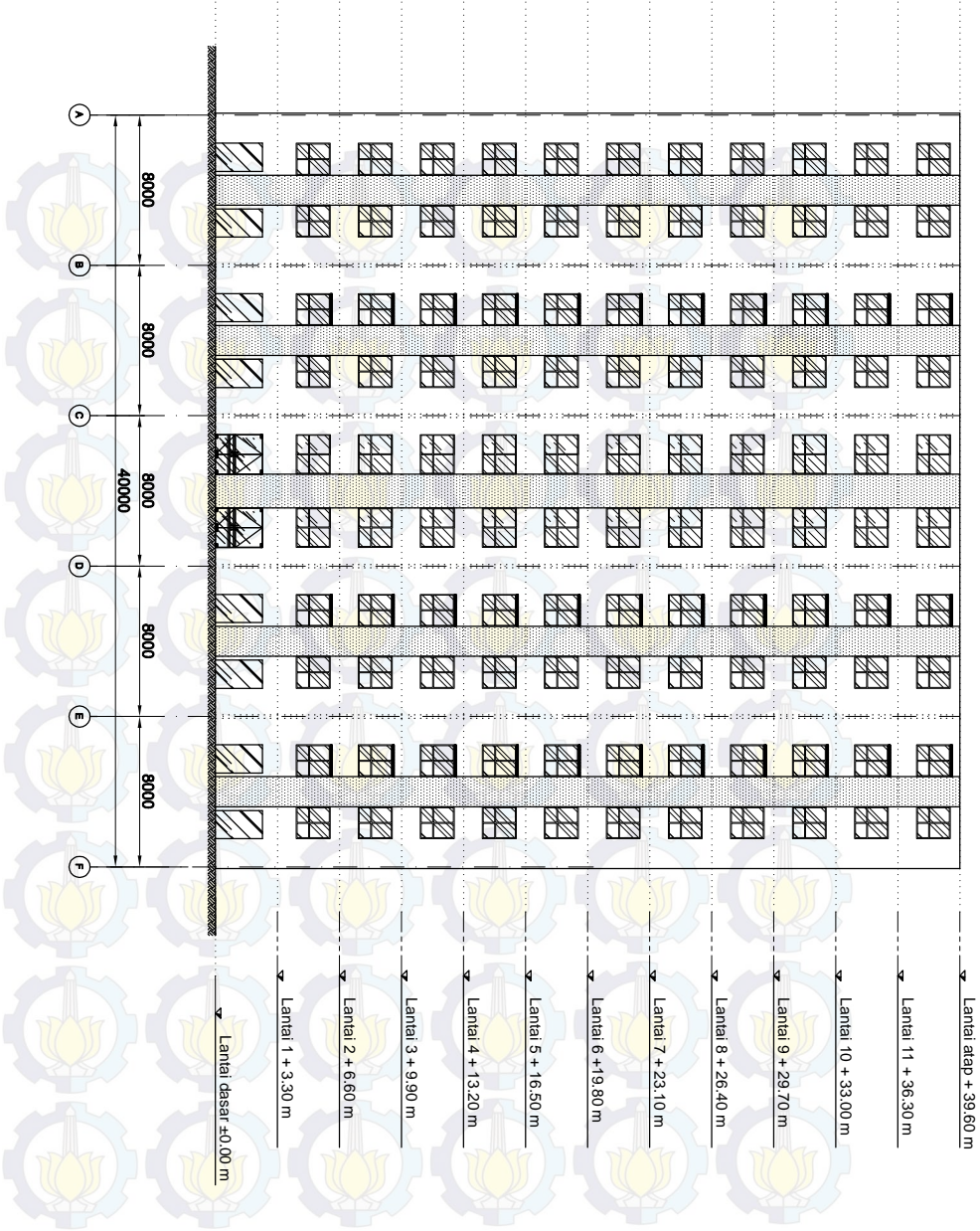
 <p>Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan</p>	Judul Tugas Akhir	Dosen Pembimbing	Mhs.	Dwgs Title	Scale
	Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penunpup (Load Bearing Wall System) Beton Pracetek (Precast Concrete)	Prof. Tawio ST, MT, Ph. D	Gary I. Saputra		
			Nrp.		Sheet
			3112.105.014		



Denah Lantai Atas

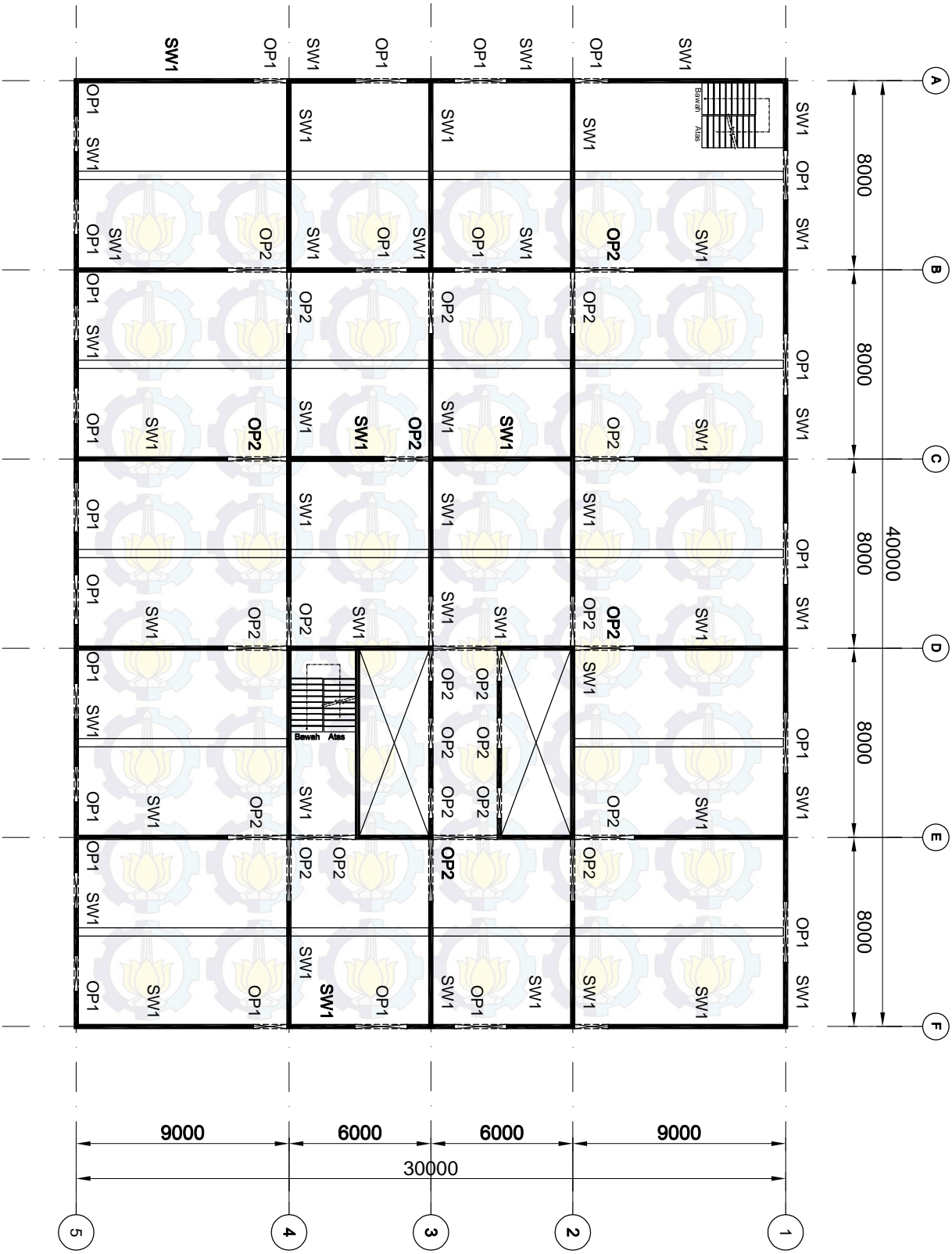
SCALE 1 : 200

		Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing		Mhs.		Dwg. Title		Scale	
Jurusan Teknik Sipil		Modifikasi Perencanaan Gedung		Prof. Tayo, ST,		Gary J. Saputra					
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan		Hotel Swiss Bell Darmo Centrum		MT, Ph. D		M.P.					
Institut Teknologi Sepuluh Nopember		Dengan sistem Dinding				3112.105.014					
		Penumpu (Load Bearing Wall									
		System) Beton Pracetak (Precast									
		Concrete)									




Tampak Depan

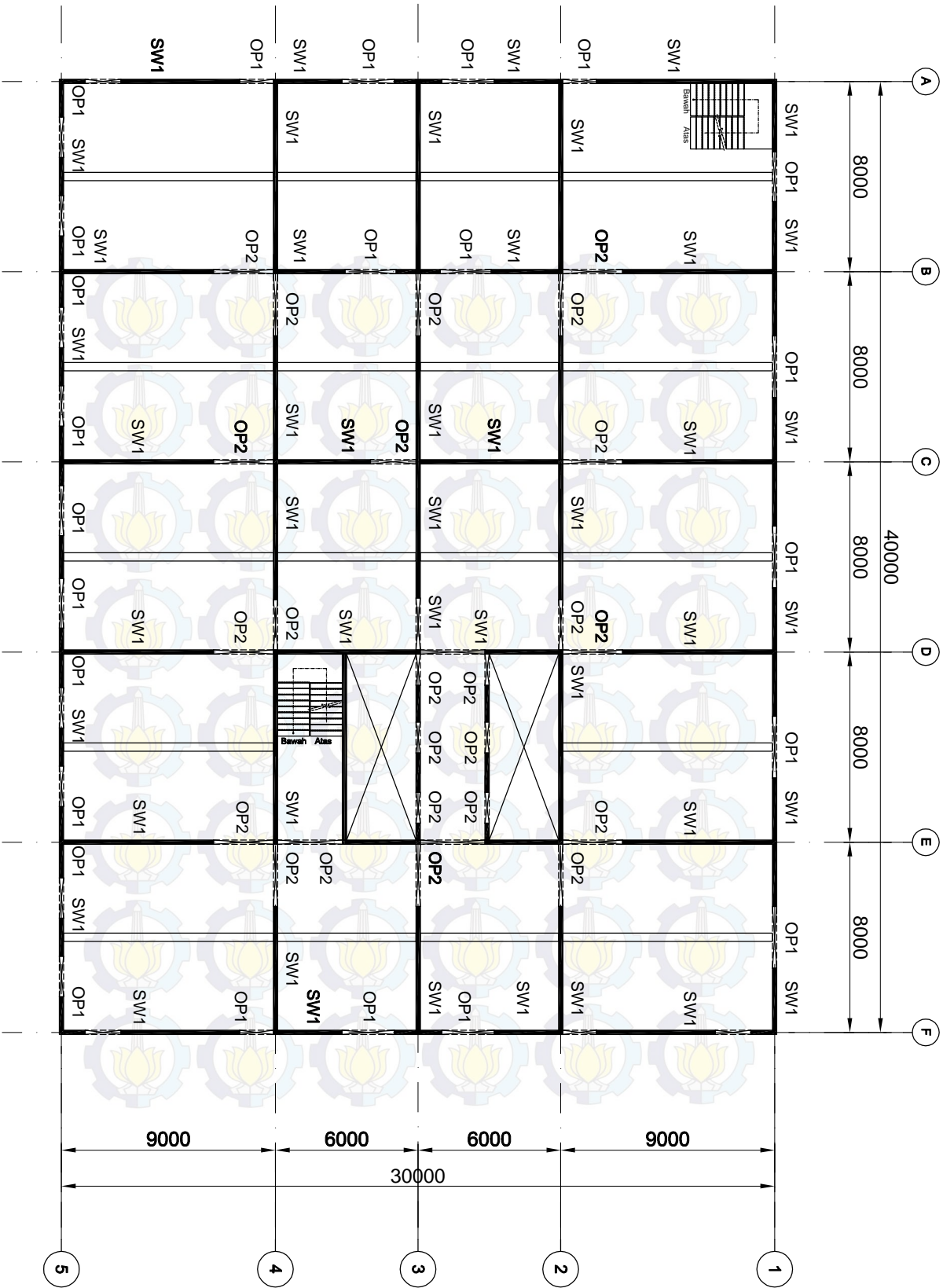
		Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing		Mhs.		Dwg. Title		Scale	
Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penunjang (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)		Prof. Taylo, ST, MT, Ph. D		Gary J. Saputra		Mrp.				Sheet	
Institut Teknologi Sepuluh Nopember						3112.105.014					



Denah Dinding Lantai Dasar

Scale 1:200

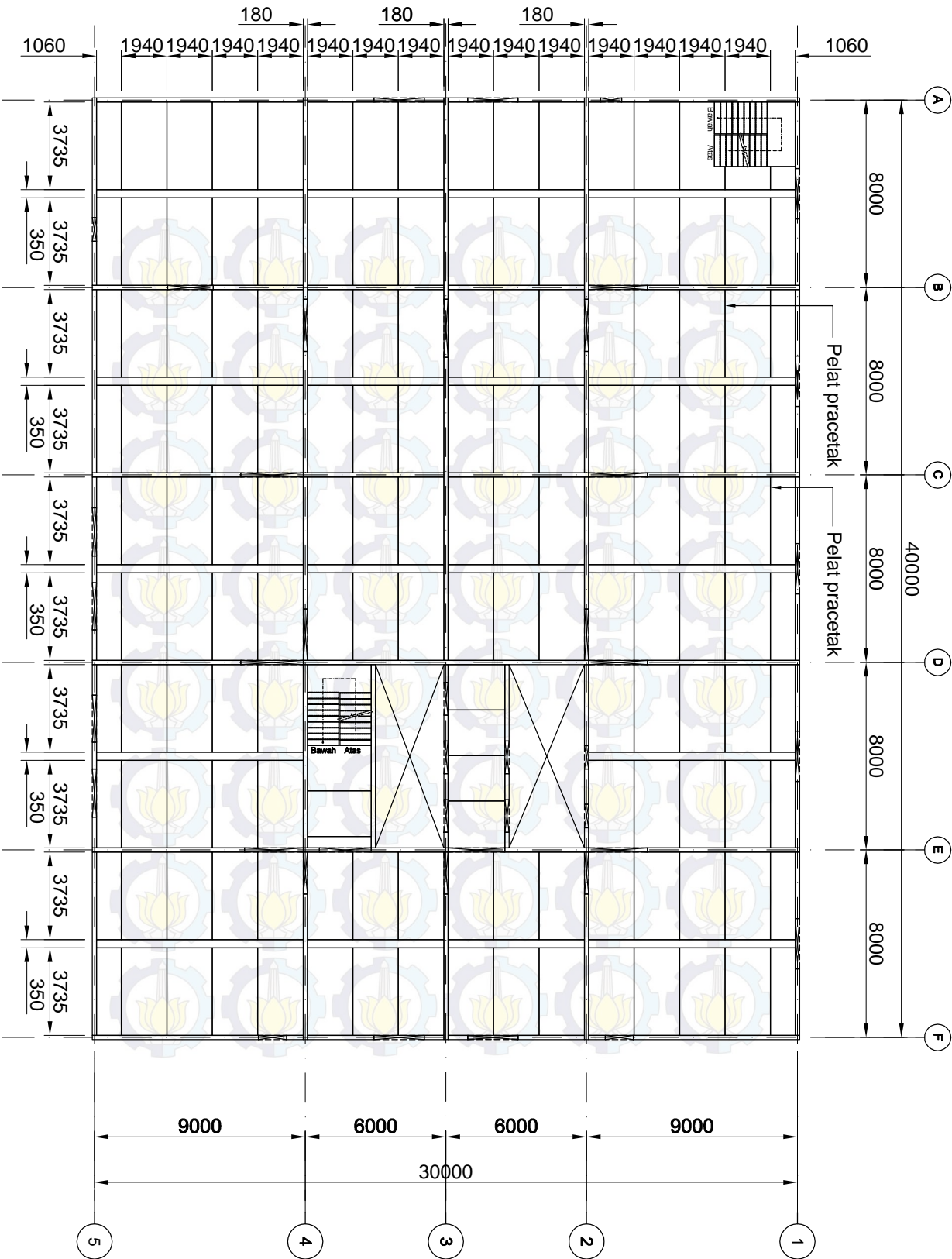
 Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember	Judul Tugas Akhir	Dosen Pembimbing	Mhs.	Dwg. Title	Scale
	Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penumpu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)	Prof. Tawio, ST, MT, Ph. D	Gary J. Saputra		
			NIP. 3112.105.014		Sheet



Denah Dinding Lantai 2-11

SCALE 1 : 400

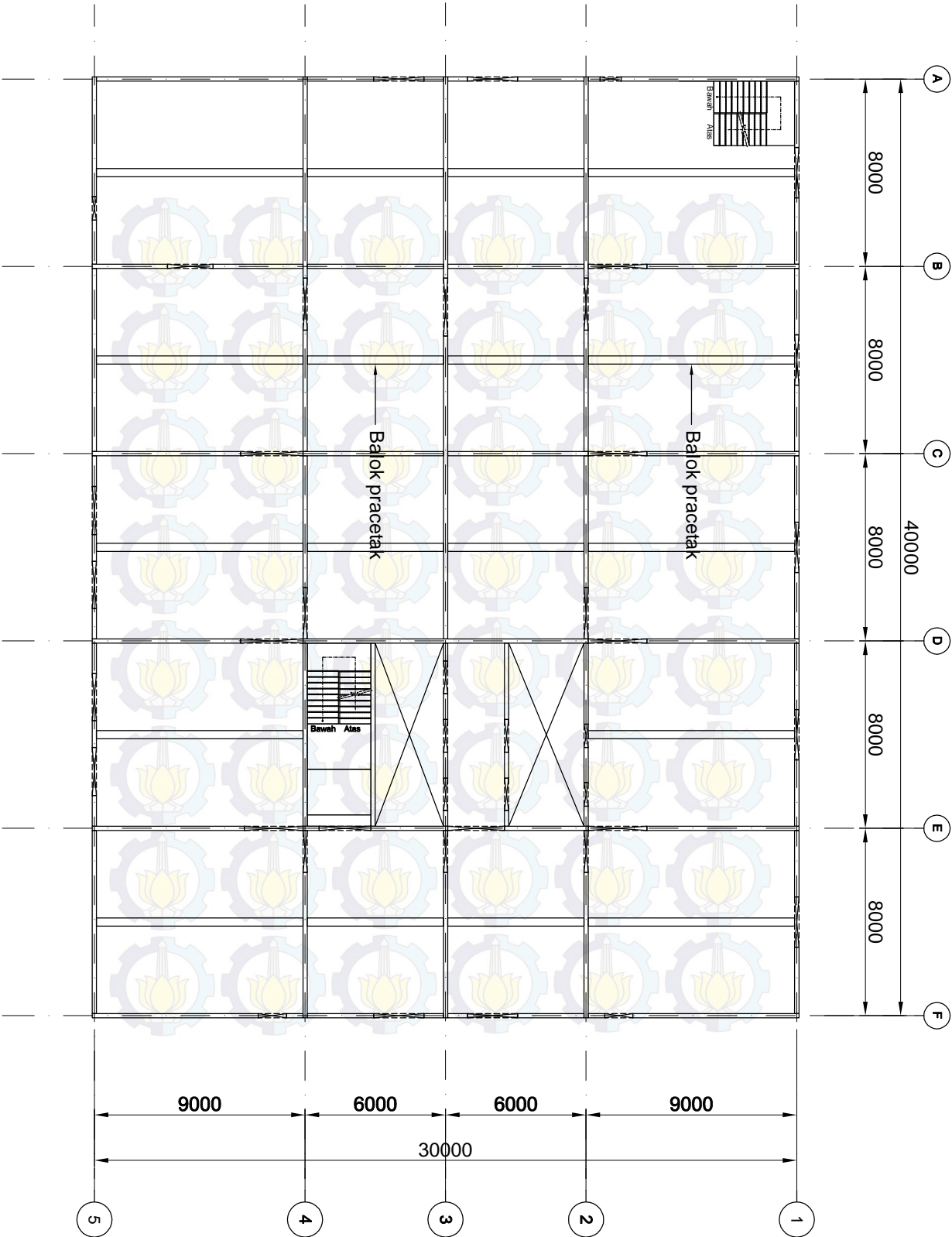
		Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember		Judul Tugas Akhir Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bali Darma Centrum Dengan Sistem Dinding Penumpu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)		Dosen Pembimbing Prof. Tawio, ST, MT, Ph. D		Mhs. Gary J. Saputra NIP. 3112.105.014		Dwg. Title		Scale	
--	--	--	--	---	--	---	--	---	--	------------	--	-------	--



Denah Plat Pracetak Lantai 1-Atap

SCALE 1 : 200

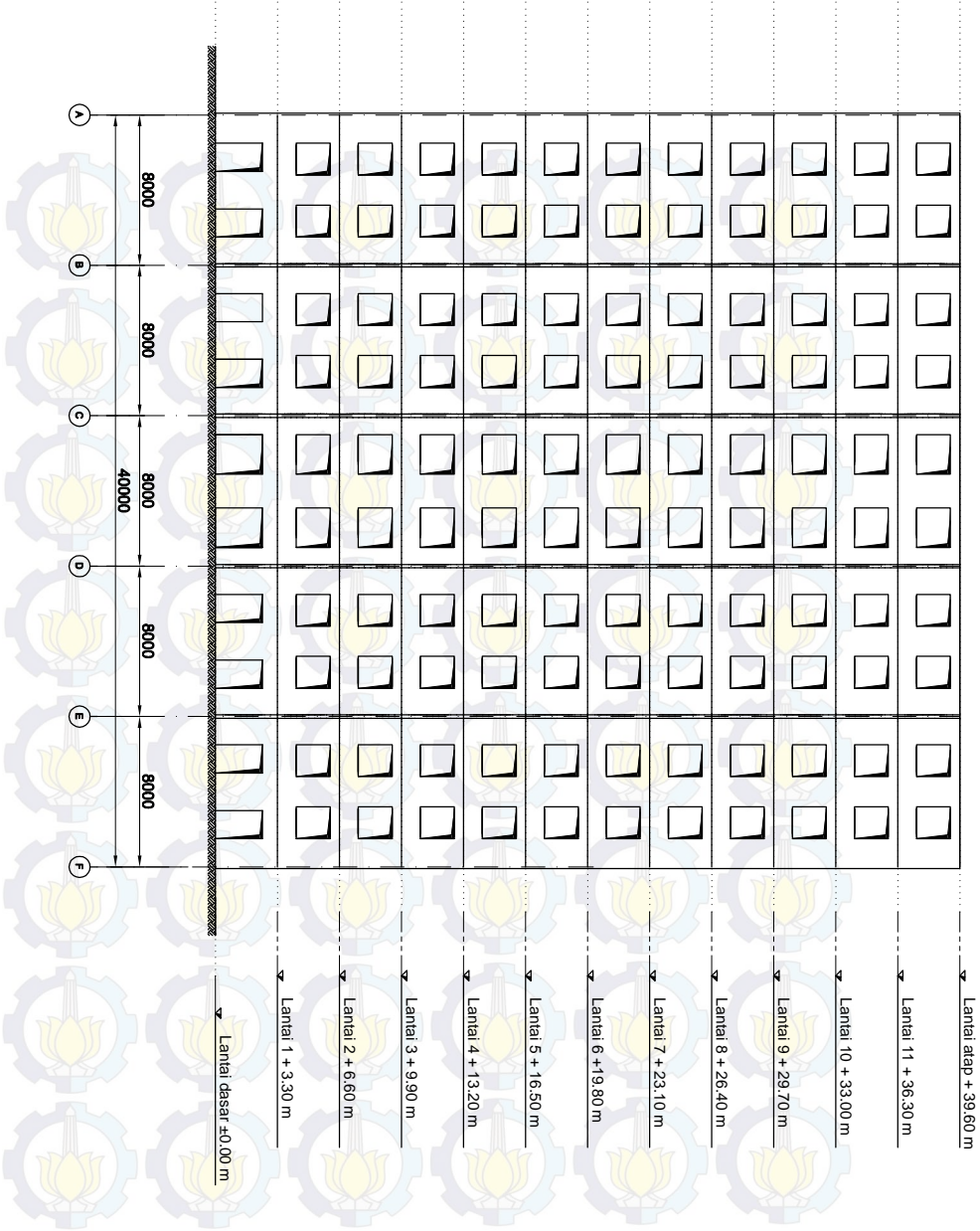
		Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing		Mhs.		Dwg. Title		Scale	
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan		Modifikasi Perencanaan Gedung		Prof. Taylo, ST,		Gary J. Saputra					
Institut Teknologi Sepuluh Nopember		Hotel Swiss Bell Darmo Centrum		MT, Ph. D		M.P.					
		Dengan sistem Dinding				3112.105.014					
		Penumpu (Load Bearing Wall									
		System) Beton Pracetak (Precast									
		Concrete)									



Denah Balok Pracetak

SCALE 1 : 200

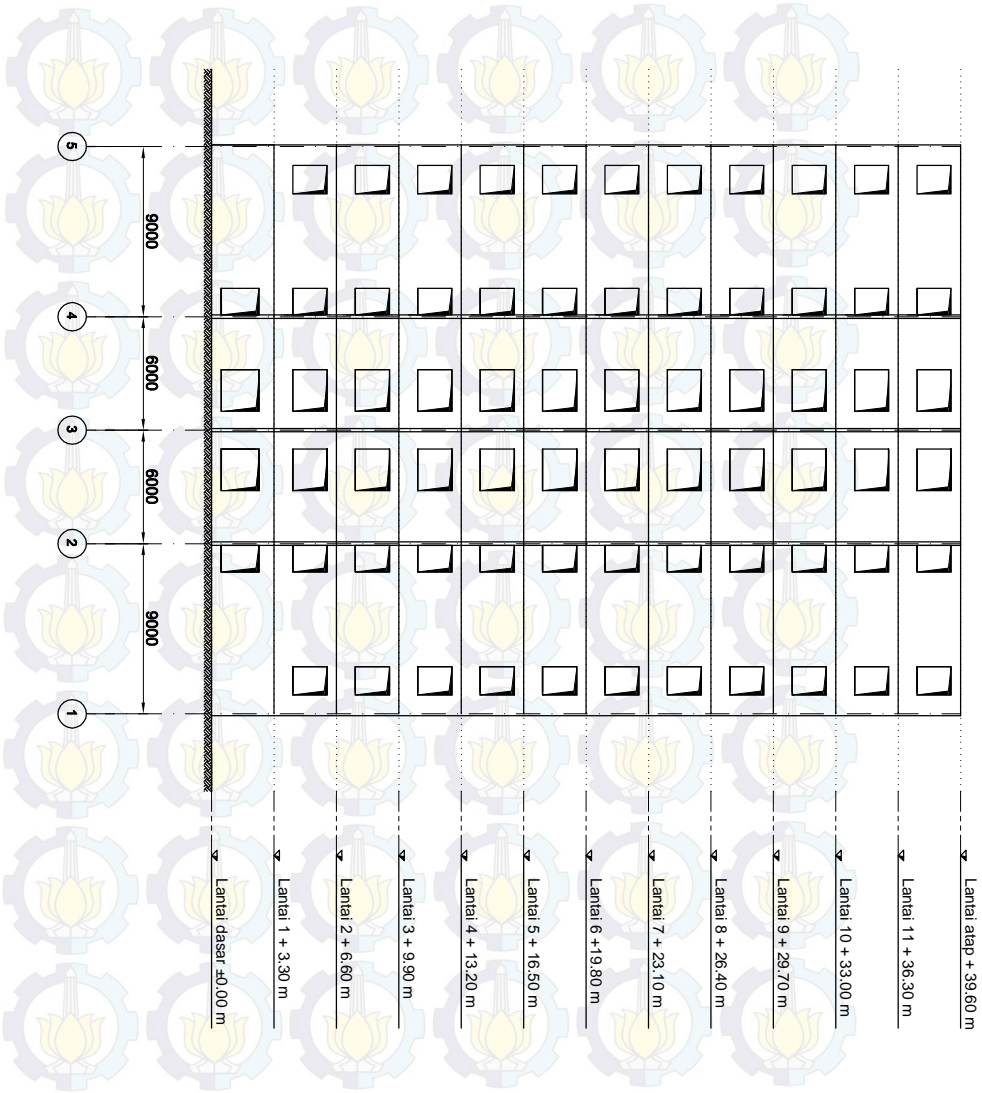
		Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing		Mhs.		Dwg. Title		Scale	
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan		Modifikasi Perencanaan Gedung		Prof. Taylo, ST,		Gary J. Saputra					
Institut Teknologi Sepuluh Nopember		Hotel Swiss Bell Darmo Centrum		MT, Ph. D		M.P.					
		Dengan Sistem Dinding				3112.105.014					
		Penumpu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)									



Tampak Dinding As 5

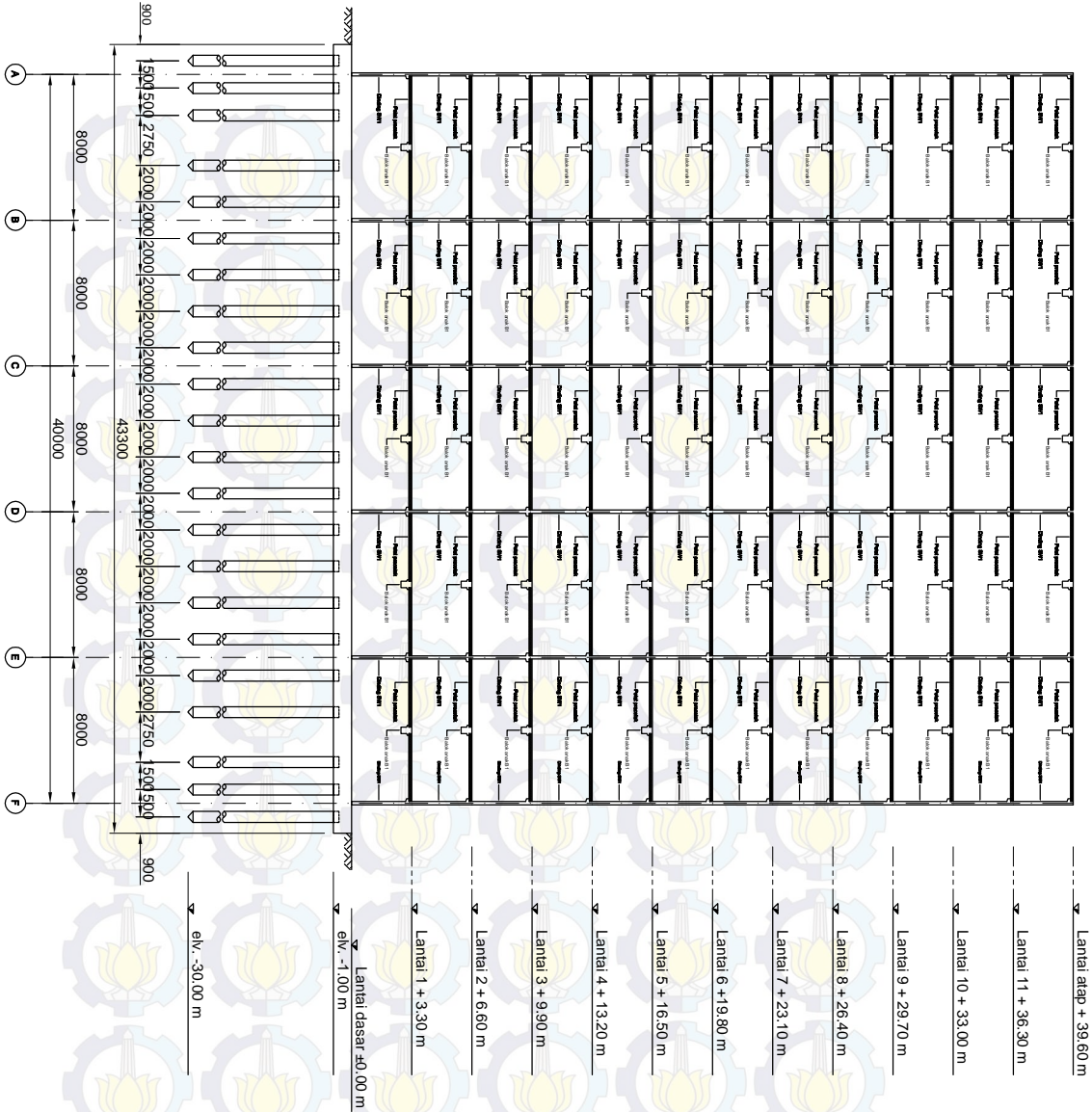
SCALE 1 : 800

		Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing		Mhs.		Dwg. Title		Scale	
Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penunjang (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)		Prof. Tayo, ST, MT, Ph. D		Gary J. Saputra		Mrp.					
Institut Teknologi Sepuluh Nopember						3112.105.014				Sheet	



Tampak Dinding As-A

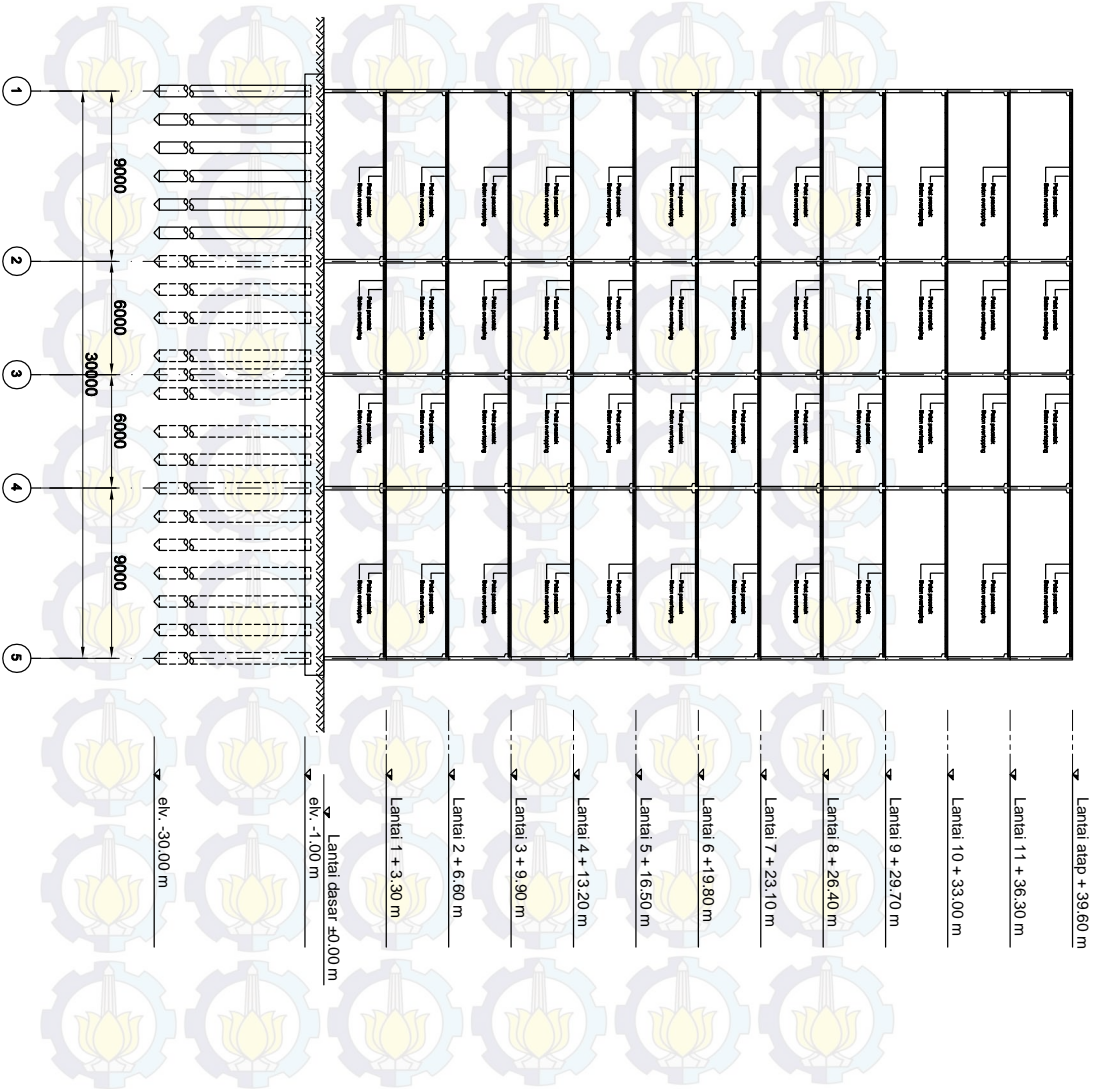
		Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing		Mhs.		Dwg. Title		Scale	
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan		Modifikasi Perencanaan Gedung		Prof. Tayo, ST,		Gary J. Saputra					
Institut Teknologi Sepuluh Nopember		Hotel Swiss Bell Darmo Centrum		MT, Ph. D		Mrp.					
		Penunipu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)				3112.105.014				Sheet	



Potongan Memanjang

SCALE 1:400

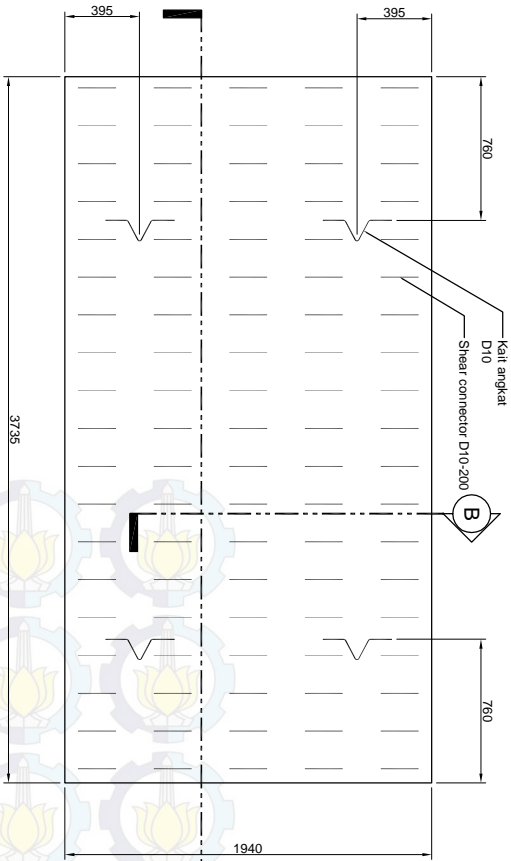
		Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember			
Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing		Mhs.	
Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penunpu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)		Prof. Tayo. ST, MT, Ph. D		Gary J. Saputra	
				Dwg. Title	
				Scale	
				Sheet	



Potongan Memanjang

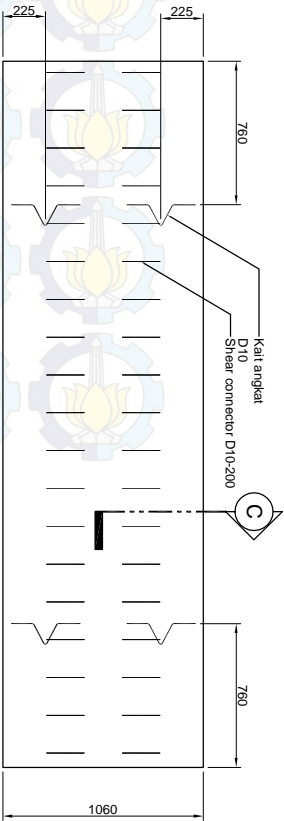
SCALE 1 : 100

 Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember		Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing		Mhs.		Dwg. Title		Scale	
Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penunpu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)		Prof. Taylo, ST, MT, Ph. D		Gary J. Saputra		Mrp.					
				3112.105.014						Sheet	



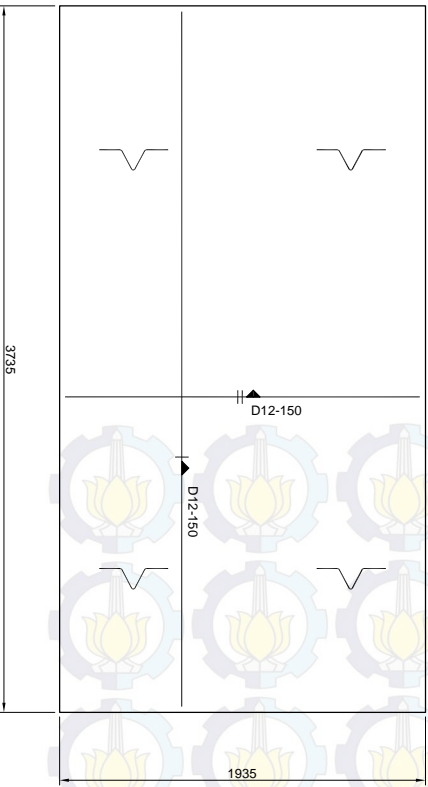
Plat Pracetak Tipe 1

SCALE 1 : 40



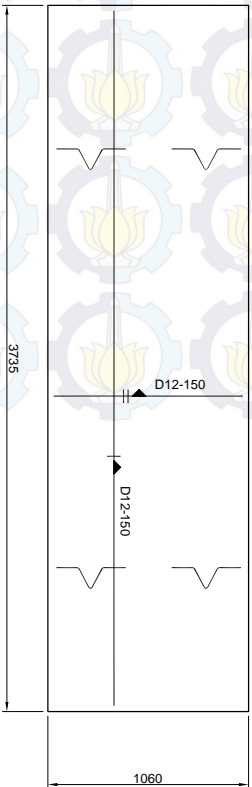
Plat Pracetak Tipe 2

SCALE 1 : 40



Detail Plat Pracetak Tipe 1 Sebelum Komposit

SCALE 1 : 40



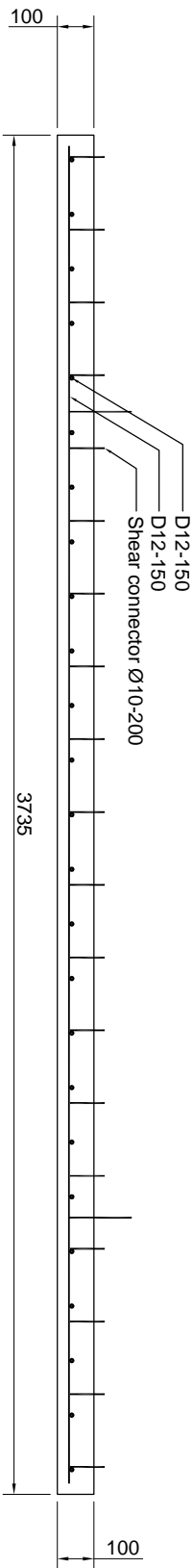
Detail Plat Pracetak Tipe 2 Sebelum Komposit

SCALE 1 : 40

Detail Plat Pracetak Tipe 1 Sebelum Komposit

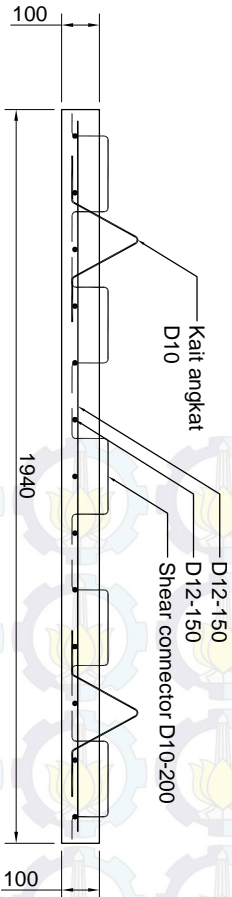
SCALE 1 : 40

 Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember	Judul Tugas Akhir	Dosen Pembimbing	Mhs.	Dwg Title	Scale
	Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penunipu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)	Prof. Tawo, ST, MT, Ph. D	Gary J Saputra		
			NP.		
			3112.105.014		
					Sheet
					Sheet



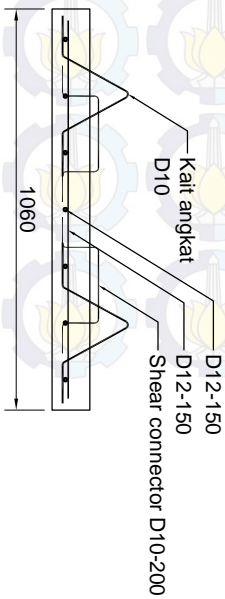
Potongan A-A

SCALE 1 : 20



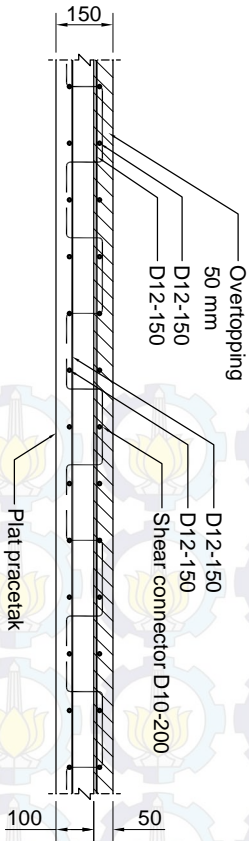
Potongan B-B

SCALE 1 : 20



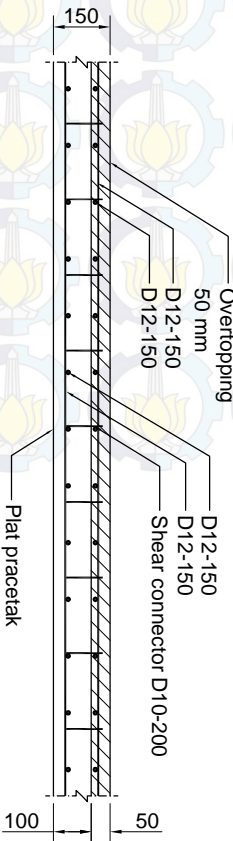
Potongan C-C

SCALE 1 : 20



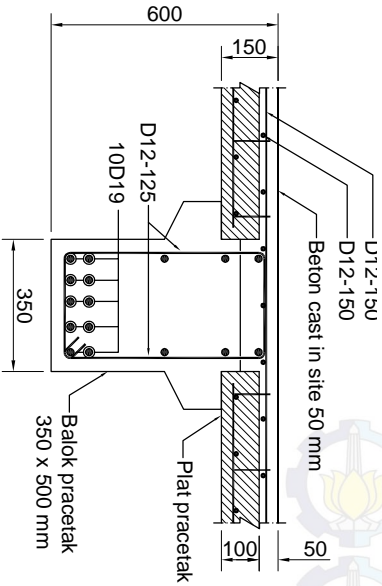
Pot. Memanjang Plat Lantai Setelah Komposit

SCALE 1 : 20



Pot. Melintang Plat Lantai Setelah Komposit

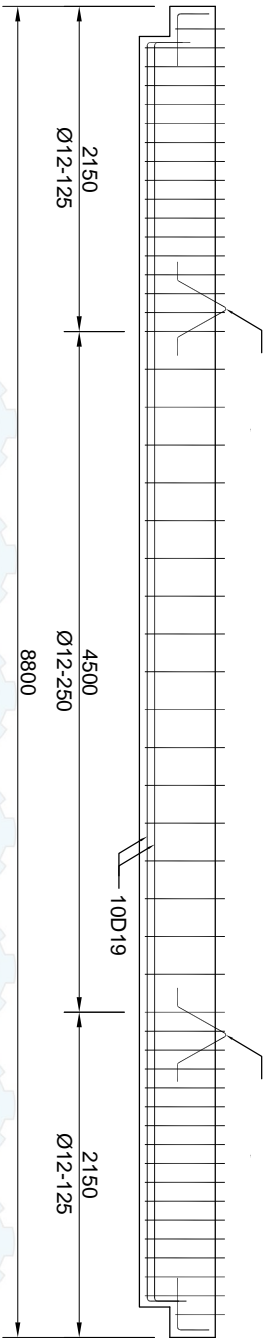
SCALE 1 : 20



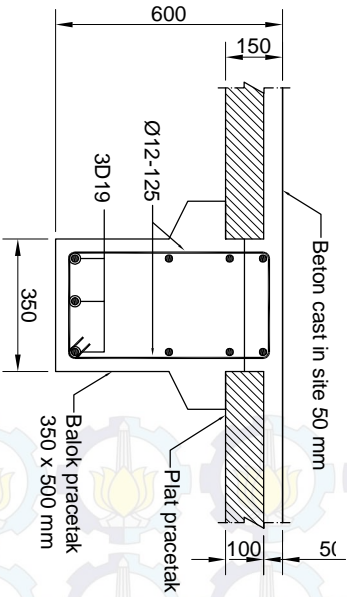
Sambungan Balok Dengan Plat Lantai

SCALE 1 : 20

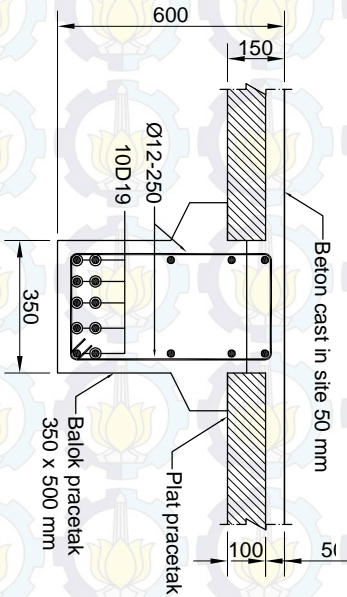
		Judul Tugas Akhir		Dwg. Title	
Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penunpu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)		Prof. Tawo, ST, MT, Ph. D		Mhs. Gary J. Saputra	
Institut Teknologi Sepuluh Nopember		Dosen Pembimbing II		Mhs. Ir. Iman Wimbadi,	
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan		MS		3112.105.014	
Scale		Sheet			



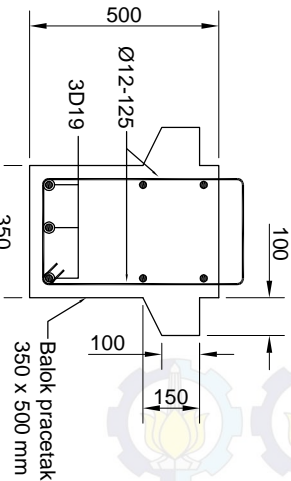
Detail Tulangan Balok Precast



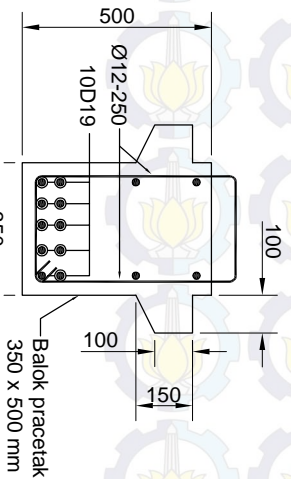
Detail Tulangan Setelah Komposit (Tumpuan)




Detail Tulangan Setelah Komposit (Lapangan)

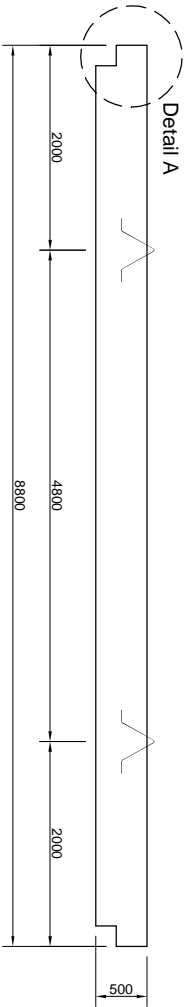


Detail Tulangan Balok Precast (Tumpuan)



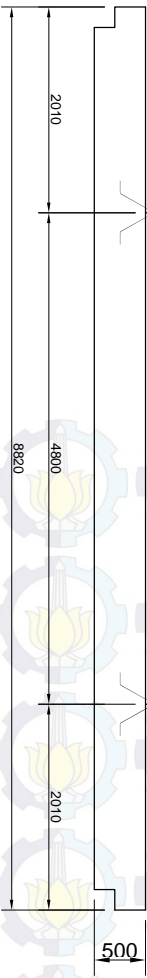
Detail Tulangan Balok Precast (Lapangan)

 Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember	Judul Tugas Akhir	Dosen Pembimbing I	Mhs	Dwg. Title	Scale
	Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penunjang (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)	Prof. Tawo, ST, MT, Ph. D	Gary I Saputra		
		Dosen Pembimbing II	NIP.	3112.105.014	Sheet
		Ir. Iman Wimbadi, MS			



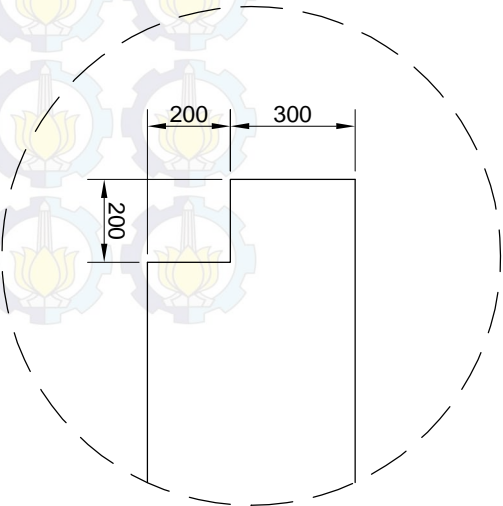
Panel Balok Precast

SCALE 1 : 100



Metode Pangkatan Balok Precast

SCALE 1 : 100




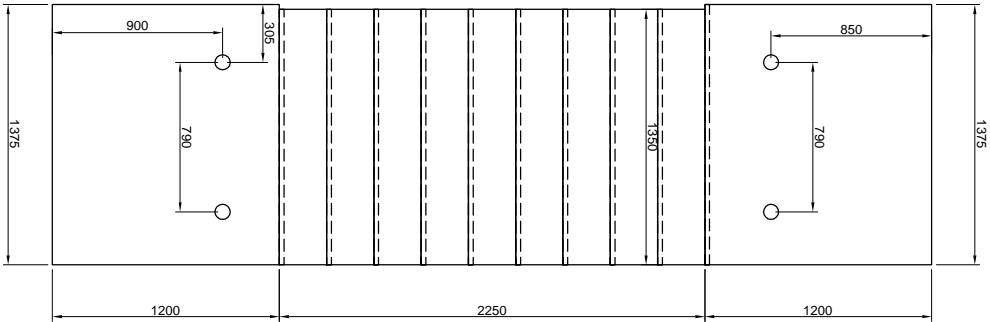
Detail A

SCALE 1 : 100

		Jurusan Teknik Sipil Dan Perencanaan	
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan		Institut Teknologi Sepuluh Nopember	
Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing	
Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penunpdu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)		Prof. Tawio, ST, MT, Ph. D	
Mhs.		Dwg. Title	
Gary J. Saputra			
N.P.			
3112.105.014			
		Scale	
		Sheet	

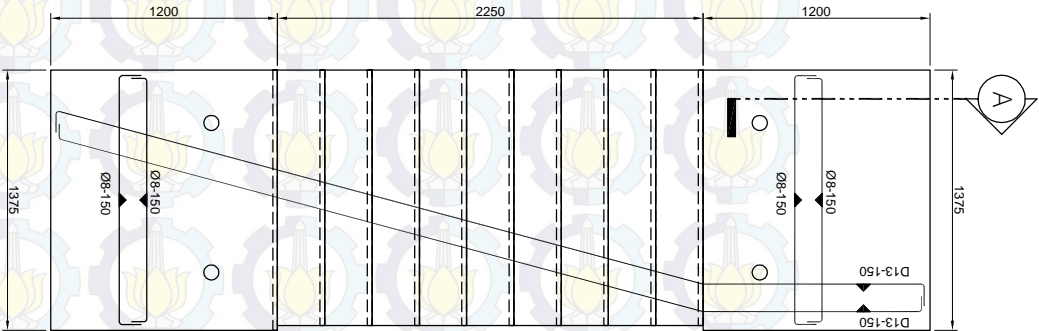


 <p>Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik, Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember</p>	Judul Tugas Akhir	Dosen Pembimbing	Mhs.	Dwg. Title	Scale
	Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penumpu Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)	Prof. Tawo, ST, MT, Ph. D	Gaery J. Saputra	3112.105.014	
			Nrp.		
			Sheet		



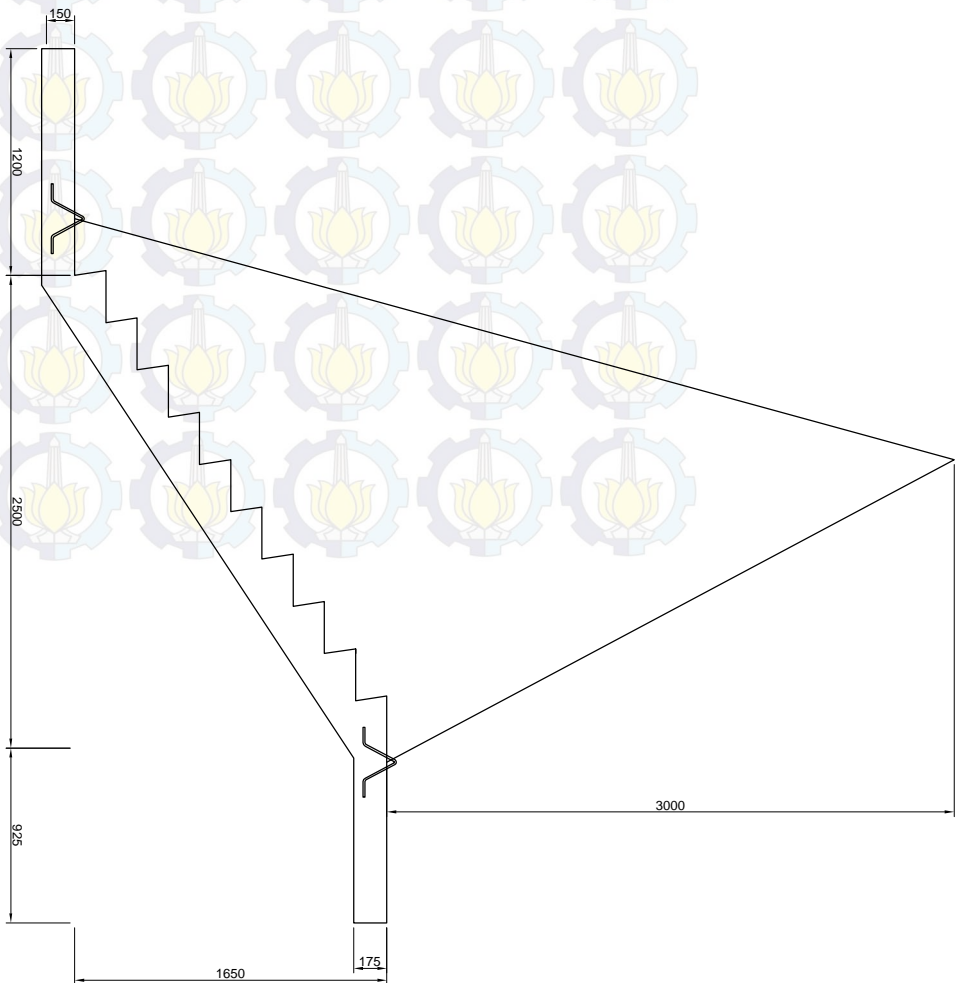
Panel Tangga Pracetak

SCALE 1 : 100



Denah Tulangan Panel Tangga

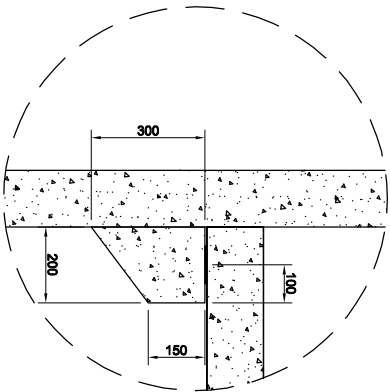
SCALE 1 : 100



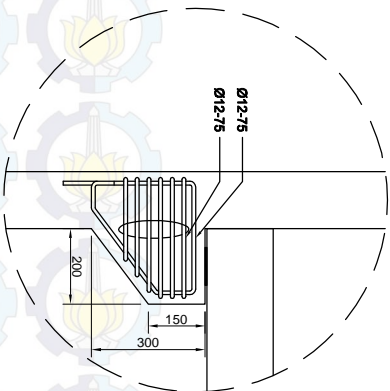
Metode Pengangkatan Panel Tangga

SCALE 1 : 100

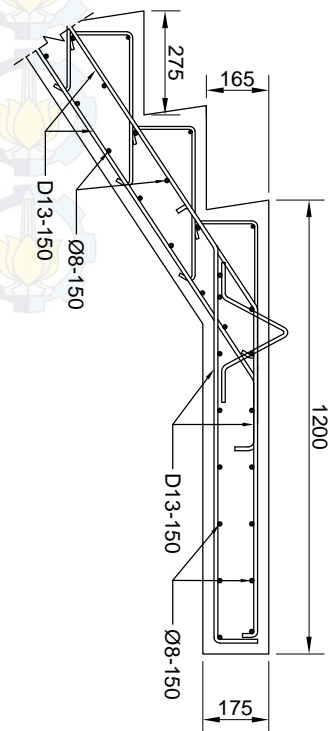
				Jurusan Teknik Sipil Dan Perencanaan	
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan				Institut Teknologi Sepuluh Nopember	
Judul Tugas Akhir				Dosen Pembimbing	
Modifikasi Perencanaan Gedung				Prof. Tawo, ST,	
Hotel Swiss Bell Darmo Centrum				MT, Ph. D	
Dengan Sistem Dinding				Mhs.	
Penunipu (Load Bearing Wall				Gary J. Saputra	
System) Beton Pracetak (Precast				NIP.	
Concrete)				3112.105.014	
Dwg. Title				Scale	
Sheet					



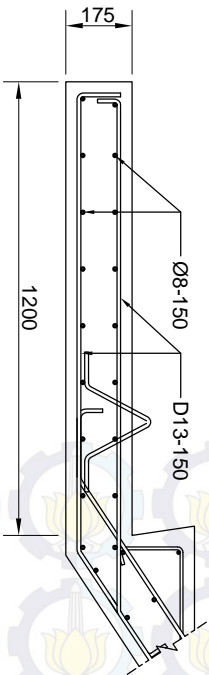
Konsol Bordes
SCALE 1 : 100



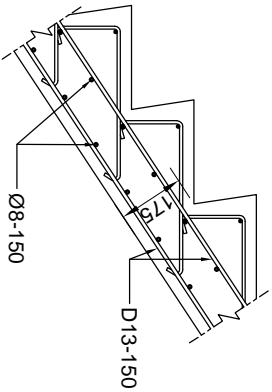
Detail Konsol Bordes
SCALE 1 : 100



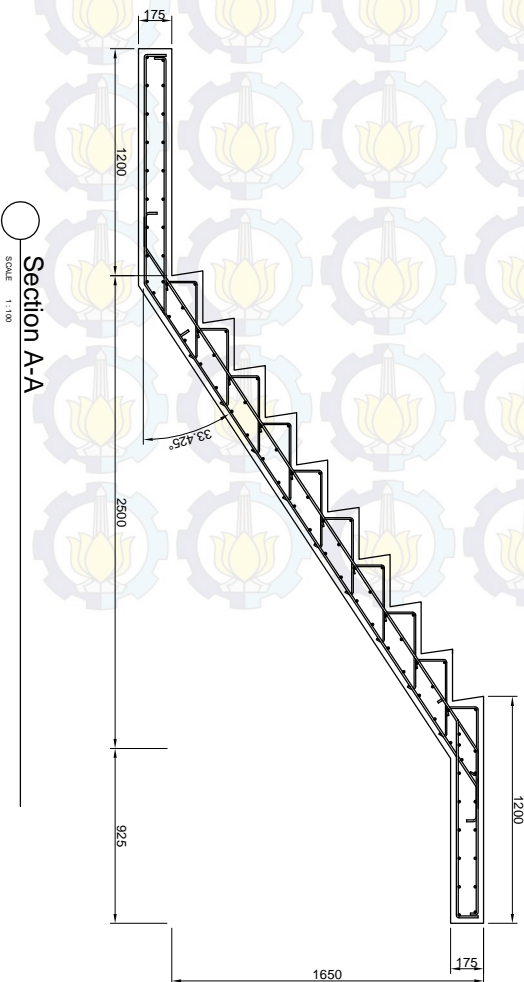
Detail A
SCALE 1 : 100



Detail B
SCALE 1 : 100

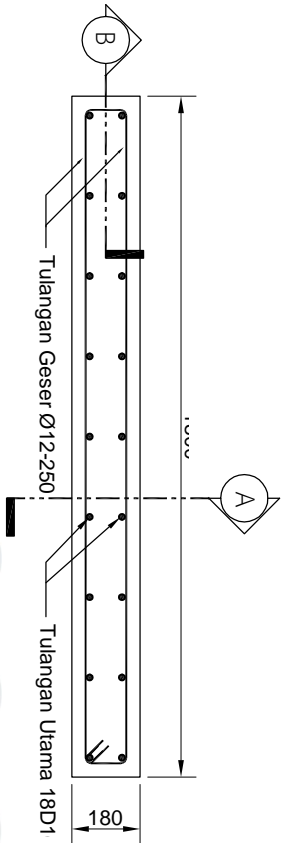


Detail C
SCALE 1 : 100



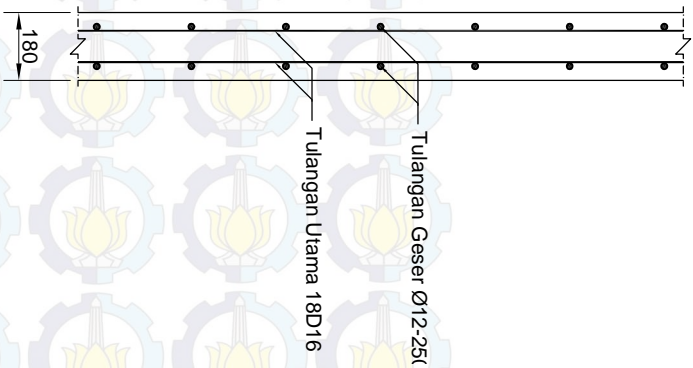
Section A-A
SCALE 1 : 100

	Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember	Judul Tugas Akhir Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penutupi (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)	Dosen Pembimbing Prof. Tawio, ST, MT, Ph. D	Mhs. Gary J. Saputra NIP. 3112.105.014	Dwg. Title	Scale



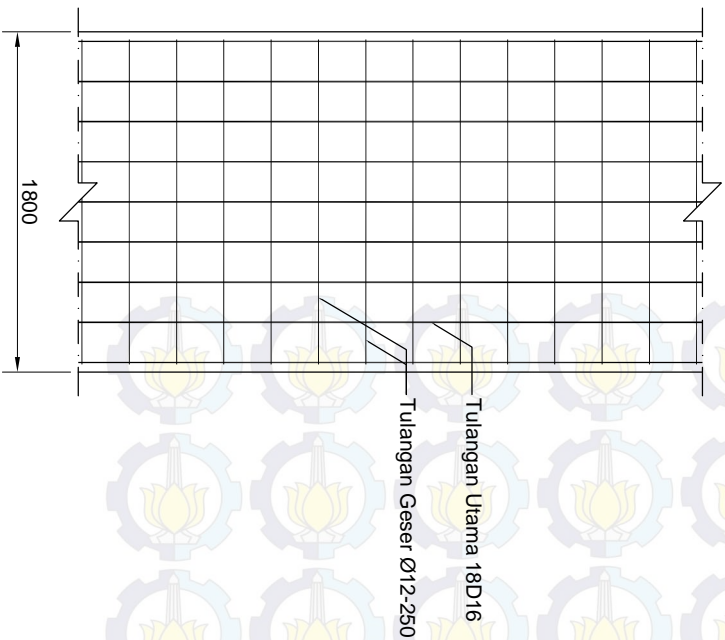
Detail Wall Type I

SCALE 1:20



Potongan A-A

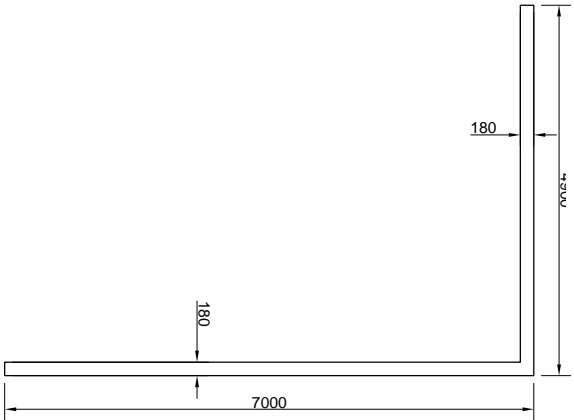
SCALE 1:20



Potongan B-B

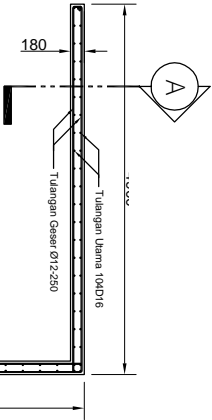
SCALE 1:40

		Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing I		Mhs.		Dwg. Title		Scale	
Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember		Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penunpu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)		Prof. Tawo, ST, MT, Ph. D		Gary J Saputra					
				Dosen Pembimbing II		Mhs.					
				Ir. Iman Wimbadi, MS		3112.105.014				Sheet	



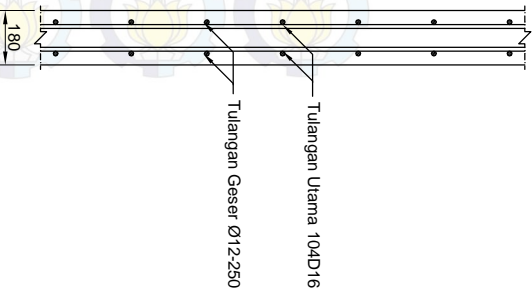
Denah Wall Type 2

SCALE: 1:100



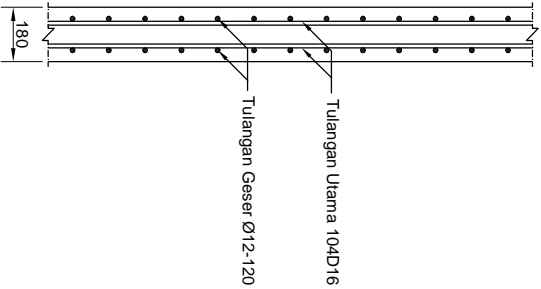
Detail Wall Type 2

SCALE: 1:100



Potongan A-A

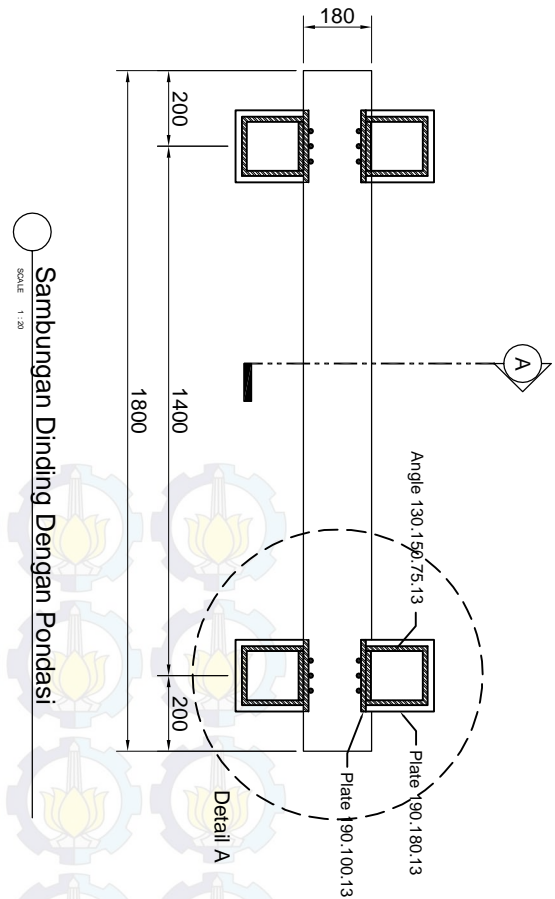
SCALE: 1:100



Potongan B-B

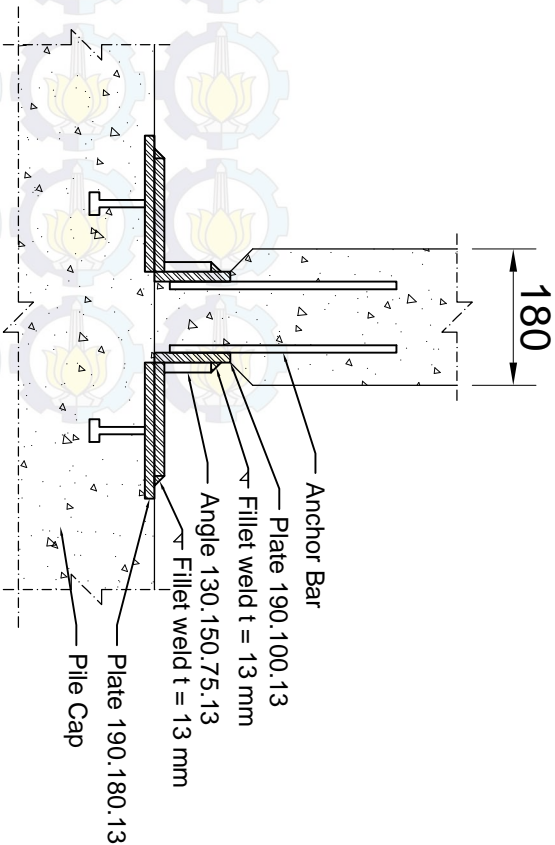
SCALE: 1:100

	Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember	Judul Tugas Akhir	Prof. Tawio, ST, MT, Ph. D	Gay J. Saputra	Dwg. Title	Scale
		Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penumpu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)	Dosen Pembimbing I	Mhs		
			Dosen Pembimbing II	Np.		
			3112.105.014			
			Ir. Iman Winibadi, MS			Sheet



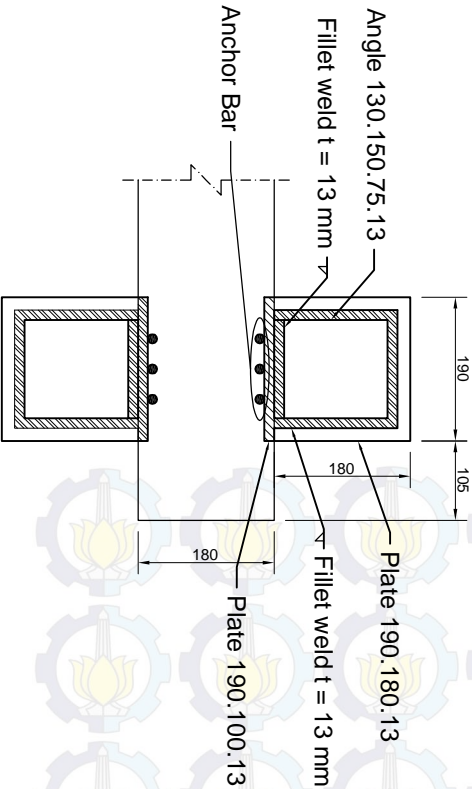
Sambungan Dinding Dengan Pondasi

SCALE 1:20



Potongan A-A

SCALE 1:10



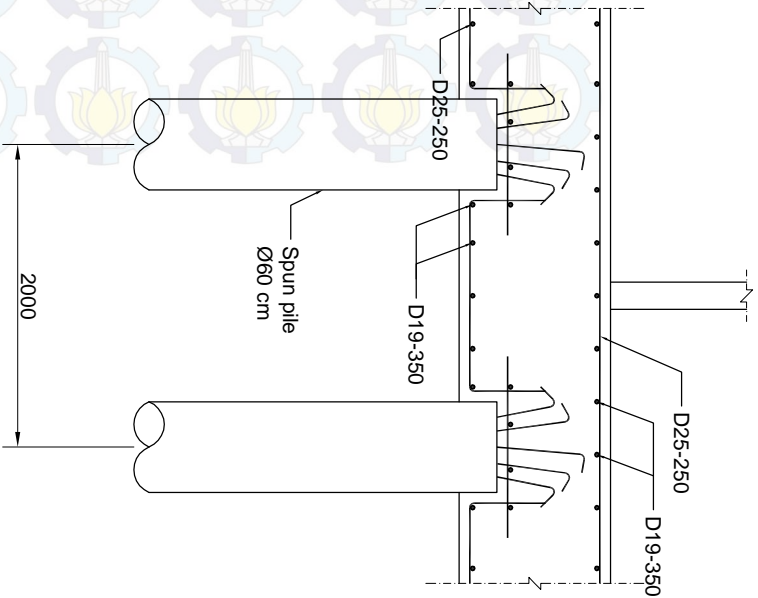
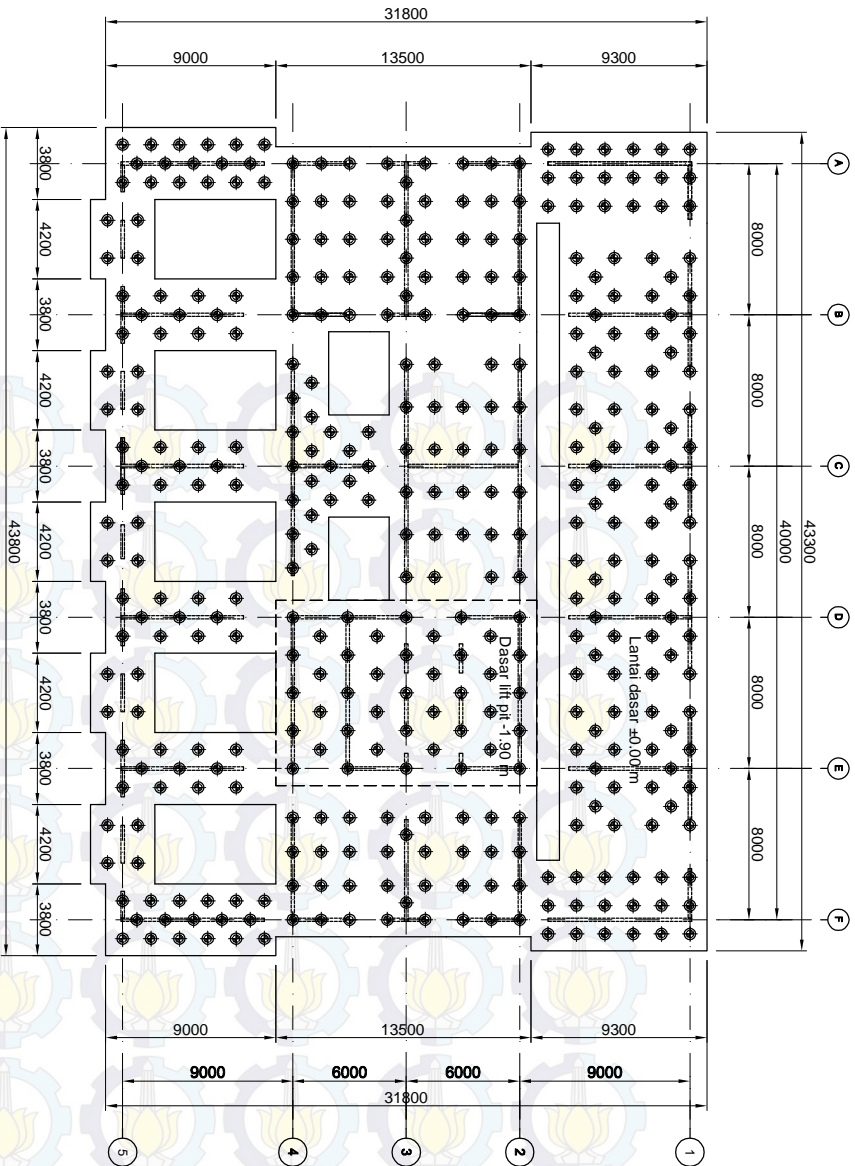
Sambungan Dinding dengan Plat Lantai

SCALE 1:10

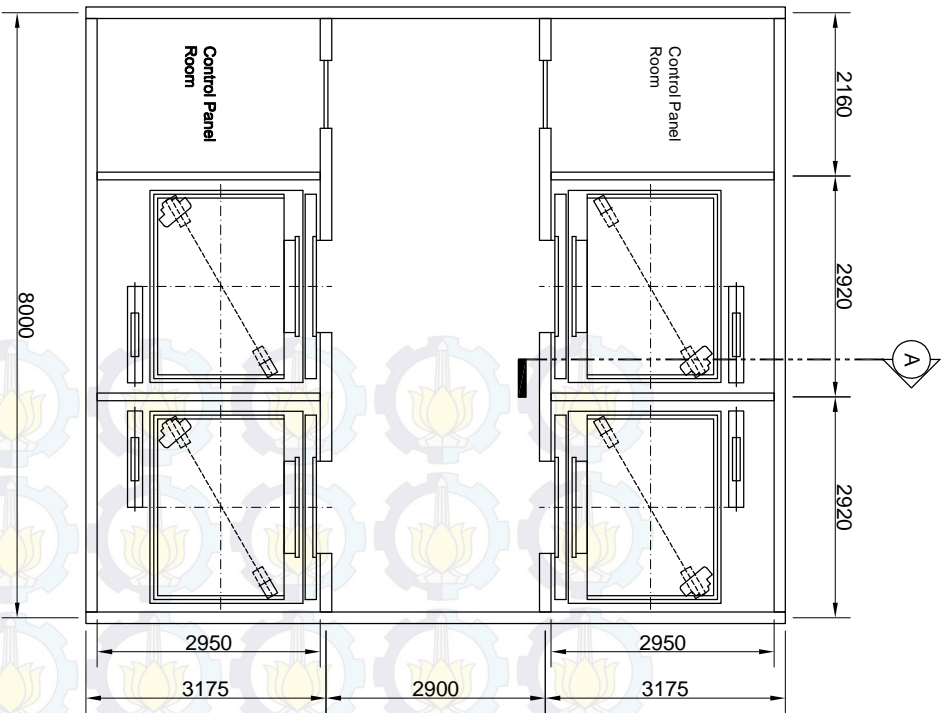
Detail A

SCALE 1:10

		Judul Tugas Akhir		Mhs.		Dwg. Title		Scale	
Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penunpu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)		Prof. Taylo, ST, MT, Ph. D		Gary J. Saputra					
Institut Teknologi Sepuluh Nopember				Mtd.		3112.105.014		Sheet	

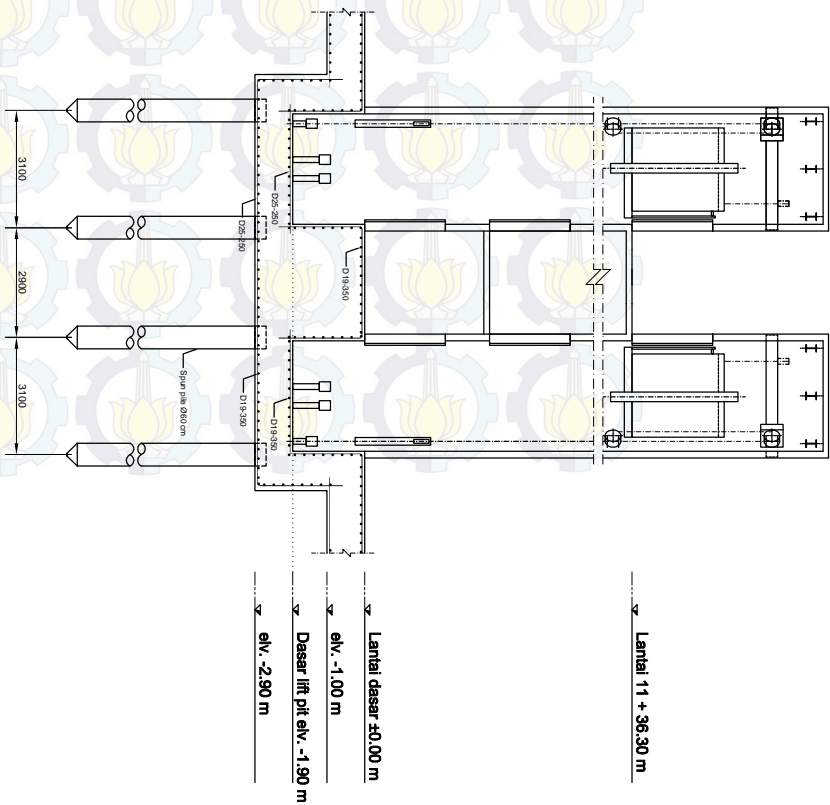


		Judul Tugas Akhir		Dosen Pembimbing		Mhs.		Dwg. Title		Scale	
Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember		Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan sistem Dinding Penumpu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)		Prof. Taylo, ST, MT, Ph. D		Gary J. Saputra					
						Mrp.					
						3112.105.014					
										Sheet	



Denah Ruang Lift

SCALE 1 : 100



Penulangan Pile Cap

SCALE 1 : 200

 Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember	Judul Tugas Akhir	Dosen Pembimbing	Mhs.	Dwg. Title	Scale
	Modifikasi Perencanaan Gedung Hotel Swiss Bell Darmo Centrum Dengan Sistem Dinding Penunipu (Load Bearing Wall System) Beton Pracetak (Precast Concrete)	Prof. Tawo, ST, MT, Ph. D	Gary J Saputra		
			NIP.		
			3112.105.014		
			Sheet		